

DEUTSCHE BAUZEITUNG

MITTEILUNGEN ÜBER ZEMENT, BETON- UND EISENBETONBAU

UNTER MITWIRKUNG DES VEREINS DEUTSCHER PORTLAND-
CEMENT-FABRIKANTEN UND DES DEUTSCHEN BETON-VEREINS

XIII. Jahrgang 1916.

№ 7.

Berechnung des Windverbandes für eine Dreigelenkbogenbrücke mit angehängter Fahrbahn aus Eisenbeton.

Von Regierungs-Baumeister a. D. Lewe, Filialleiter der Firma Windschild & Langelott in Bremen.



Lm Norden der Stadt Hannover kreuzt die von Stöcken nach Engelbostel führende Chaussee die vorläufige Endstrecke des Ems-Weserkanales. Die Straße ist über den Kanal unter einem rechten Winkel geführt; die an dieser Stelle nötige Brücke überspannt den Kanal in einer Öffnung. Die Tragkonstruktion der

Brücke wird von 2 Dreigelenkbögen gebildet, deren Schwerpunktlinien 9,8 m Abstand von einander haben; zwischen den Bögen liegt die Fahrbahn, die mit der Tragkonstruktion durch Hängepfosten verbunden ist.

Abbildung 1 zeigt das fertige Bauwerk, während die Abbild. 2—8 die Brücke in Längsschnitt, Grundriß, Querschnitten und einigen Einzelheiten darstellen.

Als Bogengelenke sind im Kämpfer und Scheitel Gußstahl-Kipplager mit Stahlzapfen zur Verwendung gekommen. An den Gelenkpunkten sind die Hauptträger gegen einander durch Querbalken versteift worden. Die Dreigelenkbögen haben eine theoretische Stützweite von 47 m bei einer Pfeilhöhe von 8,3 m. Die Breite der Brücke zwischen den Geländern beträgt 10 m, wovon auf die Fahrbahn 6 m und auf die beiderseitigen Fußwege je 2 m entfallen. Die Bögen haben 1 m Breite, ihre Höhe beträgt am Kämpfer und an der Bruchfuge 1,3 m, am Scheitel 1,1 m. Die Querversteifung hat am Scheitel einen Querschnitt von 0,8 · 1 m, am Kämpfer von 1,05 · 1,3 m. Die Widerlager sind 13 m breit bei 6,1 m Tiefe der Grundfläche.

Ueber die Ausführung ist noch Folgendes zu bemerken: Die Hängepfosten wurden, um Risse in dem umhüllenden Beton zu vermeiden, erst betoniert,

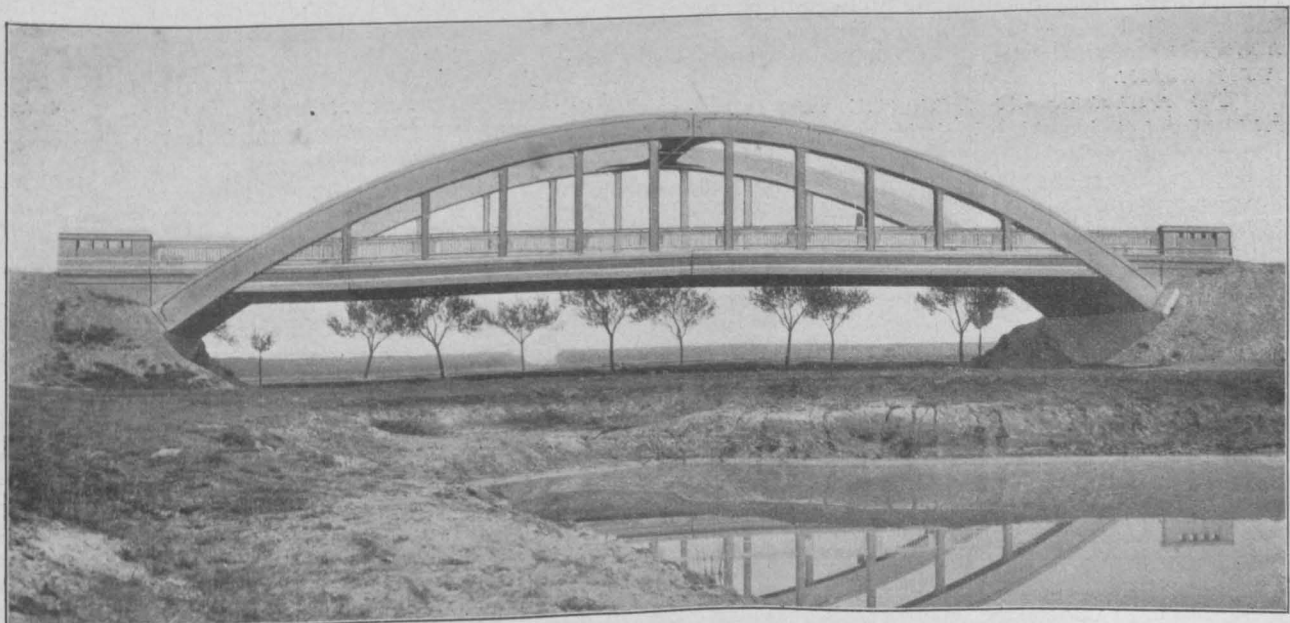


Abbildung 1. Eisenbeton-Bogenbrücke mit angehängter Fahrbahn über den Ems—Weser-Kanal bei Hannover.

nachdem das Bauwerk ausgeschalt war. Die beiden Gelenkhälften wurden während des Versetzens durch Schraubenbolzen genau gegeneinander festgehalten. Der untere innere Teil wurde alsdann vergossen durch Löcher, die im Steg des Gelenkes ausgespart waren. Nach Erhärten des Betons wurden die unteren Schraubenbolzen herausgenommen. Dies war durch übergeschobene geteilte Rohre möglich gemacht. Danach konnten auch die oberen Bolzen entfernt und die weiteren Arbeiten vorgenommen werden. Das Bauwerk wurde unter der Oberleitung der kgl. Kanalbaudirektion in Hannover durch die Firma Windschild & Langelott in Bremen ausgeführt.

Für die Berechnung der Bauteile sind als Verkehrslasten 400 kg/qm Menschengedränge und eine Dampfpflug-Lokomotive von 23^t Gewicht angenommen. Der Winddruck wurde wagrecht wirkend

ist als ebener Stabzug berechnet, während er in Wirklichkeit ein räumliches System darstellt. Bei den geringen Verdrehungsspannungen ist diese günstige Annahme zulässig, zumal die sonstigen Grundlagen der Berechnung ungünstiger, als es der Wirklichkeit entspricht, eingesetzt sind. Es ist nämlich die Fahrbahn, welche einen Teil der auf sie wirkenden Windkräfte als Kragträger aufnehmen und unmittelbar zu den Kämpfergelenken leiten könnte, an den Kämpfern nochmals durchschnitten gedacht, sodaß durch die biegezugfest ausgebildeten Hängepfosten alle Windlasten auf die Bögen übertragen werden müssen. Diese Windkräfte verteilen sich auf jeden Bogen zur Hälfte; sie wirken als Einzellasten in den Knotenpunkten des Bogens, man kann sie jedoch auch ohne Einbuße an Genauigkeit als über ihre Beitragsstrecke gleichmäßig verteilte Lasten ansehen. Mit Rück-

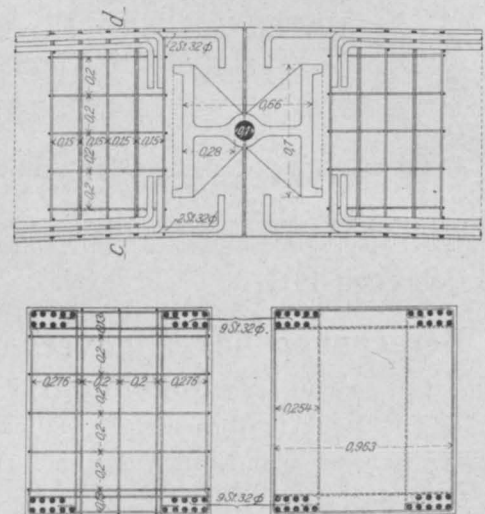
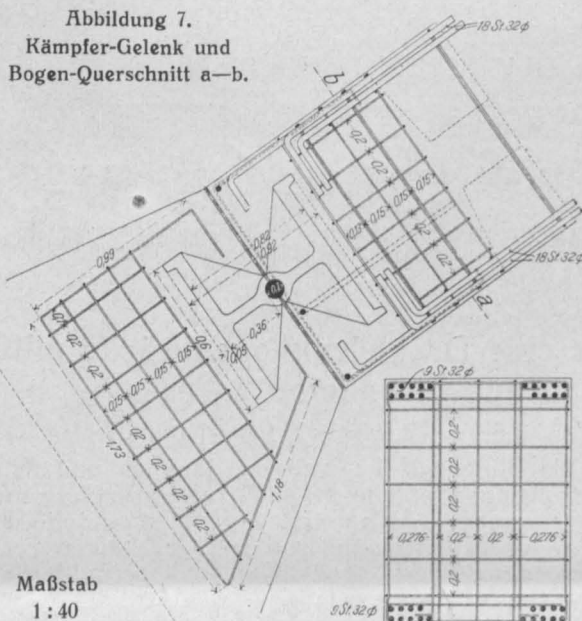


Abbildung 8.
Scheitelgelenk und Bogen-Querschnitte am
Scheitel. (Anordnung der Bügel).

mit 150 kg/qm für die belastete, und mit 250 kg/qm für die unbelastete Brücke eingesetzt.

Die Berechnung der Bauteile für Eigengewicht und Verkehrslasten bietet nichts besonderes. In der Bruchfuge verursachen Menschengedränge und Dampfpflug-Lokomotive in ungünstigster Stellung als höchste Randspannung des Betons 50 kg/qcm Druck, als niedrigste Randspannung 2,5 kg/qcm Druck; die Eisenspannung bleibt weit unter 1000 kg/qcm, die größte Bodenpressung ist 2,9 kg/qcm; gegen Knicken ist im Bogen mehr als 10fache Sicherheit nach der Euler'schen Formel vorhanden. Nachstehend soll nun die Berechnung des Windverbandes näher erläutert werden.

Zur Aufnahme der Windkräfte sind, wie aus Abbildg. 9 hervorgeht, die Bögen im Scheitel und am Kämpfer durch Versteifungsträger verbunden worden. Die Fahrbahn ist unter dem Scheitelgelenk durchschnitten. Für die Berechnung sind vereinfachende Annahmen gemacht. Der Windverband

sieht auf den großen Abstand beider Bögen ist fernerhin angenommen, daß jeder Bogen vom Winde voll getroffen wird.

Der gesamte auf einen Brückenbogen kommende Winddruck ergibt sich alsdann zu

$$P = \frac{47(1,15 + 2,5)}{2} \cdot 150 + 2 \cdot 22,5 \cdot 1,3 \cdot 1,5 = 21600 \text{ kg.}$$

Hierbei ist die theoretische Spannweite = 47 m, die Höhe des Fahrbanträgers = 1,15 m, die Höhe des angenommenen Verkehrsbandes = 2,5 m, die Länge des halben Brückenbogens über der Fahrbahn = 22,5 m, die größte Höhe des Brückenbogens = 1,3 m, der wagrecht wirkende Winddruck für 1 qm getroffene Fläche bei belasteter Brücke = 150 kg. Es kommen alsdann auf das lfd. m Horizontalprojektion des

$$\text{Bogens} \quad p = \frac{21600}{47} = 460 \text{ kg.}$$

Der Berechnung wurde ein Wert $p = 500 \text{ kg}$ zugrunde gelegt.

Die Hauptträger der Brücke sind in Abbildung 9 in Aufsicht und Grundriß dargestellt. Nach den gemachten Annahmen ist für die Berechnung des Windverbandes nur die Grundrißfigur von Bedeutung. Man kann hier für die Berechnung der Auflagerkräfte jede Brückenhälfte als starre Scheibe auffassen, Beide Scheiben berühren sich in 2 Gelenken und stützen sich gleichzeitig mit je 2 Gelenken gegen ihre Widerlager. Die Gelenke können als Kipplager nur Druck- und Reibungskräfte aufnehmen, nicht aber Zugkräfte. Tritt der Wind in der gezeichneten Richtung auf, so werden Druckkräfte nur in den Gelenken A, C und A' übertragen, während sich die anderen Gelenke von den Lagern abzuheben suchen. Die Auflagerkräfte berechnen sich daher in gleicher Weise wie bei einem Dreigelenkbogen.

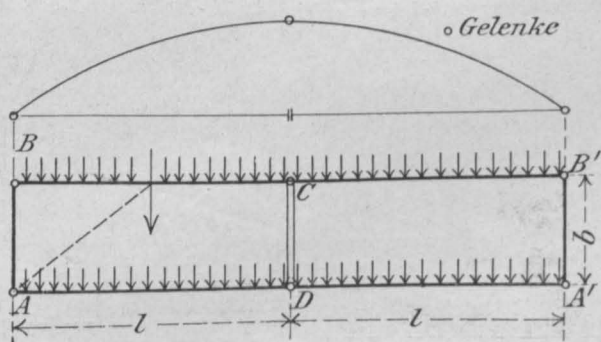


Abbildung 9. Schema für Aufriß und Grundriß des Bogens.

Ist l die halbe Spannweite der Brücke und p der gesamte Winddruck auf 1 lfd. m Bogen, so ergibt sich in der Mitte der Rechtecke als Mittelkraft $P = 2pl$.

Die Gelenkdrücke in C und A sind durch die Seitenkräfte V und H bestimmt mit $V = P = 2pl$

$$H = \frac{Pl}{2b} = \frac{pl^2}{b}.$$

Für die Berechnung der inneren Kräfte sind die Hauptträger mit den Querversteifungen als geschlossene steife Rahmen anzusehen. Auf jeden Rahmen wirken die in Abbildung 10 angegebenen äußeren Kräfte. Die Bestimmung der inneren Kräfte erfolgt mittels der Arbeitsgleichung.

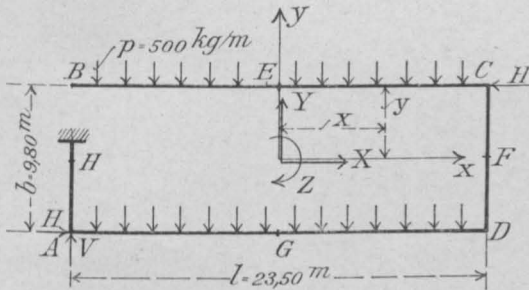


Abbildung 10. Kräfteverteilung im Windverband.

Zur Vereinfachung der Berechnung wird in der bekannten Weise der Rahmen bei B aufgeschnitten gedacht, das eine Ende des Rahmens wird alsdann eingespannt, das andere Ende durch eine starre Scheibe mit dem Schwerpunkt des Systemes verbunden; hier denke man sich die Schnittkräfte X , Y und das Moment Z wirkend. An einer durch die Koordinaten x und y gekennzeichneten Stelle des Rahmens wird alsdann das Moment

$$M = M_0 - X \cdot y + Y \cdot x + Z$$

$$\frac{\partial M}{\partial X} = -y; \quad \frac{\partial M}{\partial Y} = x; \quad \frac{\partial M}{\partial Z} = 1.$$

Für die Bestimmung der Unbekannten ergeben sich dann bei Annahme eines gleichen Elastizitätskoeffizienten für alle Teile und unter der Berücksichtigung, daß

$\int x ds = 0$, $\int y ds = 0$ und $\int xy ds = 0$ sind, folgende Gleichungen:

$$I. \begin{cases} \int \frac{M}{J} \frac{\partial M}{\partial X} ds = \int -\frac{M_0 - X \cdot y}{J} \cdot y \cdot ds = 0 \\ \int \frac{M}{J} \frac{\partial M}{\partial Y} ds = \int \frac{M_0 + Y \cdot x}{J} \cdot x \cdot ds = 0 \\ \int \frac{M}{J} \frac{\partial M}{\partial Z} ds = \int \frac{M_0 + Z}{J} ds = 0 \end{cases}$$

Das Moment M_0 ist

1) für den Teil BC an der Stelle x

$$M_0 = -p \left(\frac{l}{2} + x \right)^2$$

2) für den Teil AD an der Stelle x

$$M_0 = -pl \cdot x + p \frac{\left(\frac{l}{2} - x \right)^2}{2} - Hb = -\frac{3}{2}plx + \frac{px^2}{2} - \frac{7}{8}pl^2$$

3) für den Teil CD an der Stelle y

$$M_0 = -\frac{pl^2}{2} - H \left(\frac{b}{2} - y \right) = pl^2 \left(-1 + \frac{y}{b} \right)$$

4) für den Teil AB an der Stelle y

$$M_0 = pl^2 - H \left(\frac{b}{2} - y \right) - H \left(\frac{b}{2} + y \right) = pl^2 - H \cdot b = 0.$$

Aus den Gleichungen I erhält man

$$II. \begin{cases} X = \frac{\int M_0 y ds}{\int y^2 ds} & Y = \frac{-\int M_0 x ds}{\int x^2 ds} \\ Z = \frac{-\int M_0 ds}{\int ds} \end{cases}$$

Man setze für das Trägheitsmoment in BC und $AD = J_p$ in $AB = J_k$, in $CD = J_s$, so erhält man:

$$\begin{aligned} 1) \int y^2 ds &= J_l \cdot \left(\frac{b}{2} \right)^2 + \frac{b^3}{12 \cdot J_k} + \frac{b^3}{12 \cdot J_s} \\ 2) \int x^2 ds &= \frac{2l^3}{12 \cdot J_l} + \frac{b}{J_k} \left(\frac{l}{2} \right)^2 + \frac{b}{J_s} \left(\frac{l}{2} \right)^2 \\ 3) \int ds &= 2l + \frac{b}{J_k} + \frac{b}{J_s} \\ 4) \int M_0 y ds &= \left(-\frac{1}{6} pl^3 \frac{b}{2} + \frac{5}{6} pl^3 \frac{b}{2} \right) \frac{1}{J_l} + \left(\frac{pl^2 b^2}{12} \right) \frac{1}{J_s} \\ 5) \int M_0 x ds &= \left(-\frac{pl^4}{24} - \frac{pl^4}{8} \right) \cdot \frac{1}{J_l} + \left(-plb^2 \cdot \frac{l}{2} \right) \cdot \frac{1}{J_s} \\ 6) \int M_0 ds &= \left(-\frac{pl^3}{6} - \frac{5}{6} pl^3 \right) \cdot \frac{1}{J_l} + \left(-pbl^2 \right) \cdot \frac{1}{J_s} \end{aligned}$$

Setzt man in obige Gleichungen $J_l = J_k = J_s$, so erhält man, da aus den Gleichungen II J herausfällt

$$1a) \int y^2 ds = b^2 \left(\frac{l}{2} + \frac{b}{6} \right)$$

$$2a) \int x^2 ds = l^2 \left(\frac{l}{6} + \frac{b}{2} \right)$$

$$3a) \int ds = 2l + 2b$$

$$4a) \int M_0 y ds = pl^2 \left(\frac{bl}{3} + \frac{b^2}{12} \right)$$

$$5a) \int M_0 x ds = pl^3 \left(-\frac{l}{6} - \frac{b}{2} \right)$$

$$6a) \int M_0 ds = pl^2 \left(-l - b \right)$$

Mit $p = 500 \text{ kg/m}$, $l = 23,50 \text{ m}$ und $b = 9,8 \text{ m}$ ergeben sich dann folgende Werte $X = 18210 \text{ kg}$, $Y = 11720 \text{ kg}$, $Z = 138060 \text{ n kg}$, $H = 28170 \text{ kg}$.

Momente. $M = M_0 - Xy + Yx + Z$.

Punkt	x	y	M
B	-11,75	+4,9	-89 000 n kg
E	0	+4,9	+14 300 "
C	+11,75	+4,9	+48 850 "
F	+11,75	0	0 "
D	+11,75	-4,9	-48 850 "
G	0	-4,9	-14 300 "
A	-11,75	-4,9	+89 000 "
H	-11,75	0	0 "

Längskräfte. In $BC = X = 18210 \text{ kg}$, in $CD = pl - Y = 0 \text{ kg}$, in $AD = X - H = 10000 \text{ kg}$, in $AB = Y = 11720 \text{ kg}$.

Nachdem die Momente und Längskräfte ermittelt sind, lassen sich daraus leicht die Spannungen in-

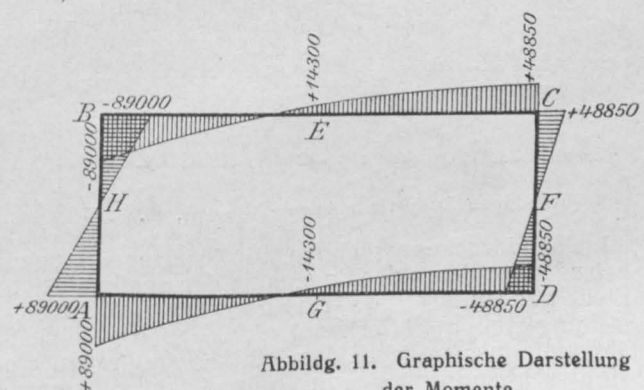


Abbildung 11. Graphische Darstellung der Momente.

günstigste Beanspruchung durch Wind- und Verkehrslasten erfolgt an derjenigen Stelle des Bogens, wo dieser in die Fahrbahn übergeht, das ist annähernd in 2,4 m Abstand vom Schwerpunkt des Kämpfer-Querbalkens. Die Zusatzspannungen im Beton betragen hier 16 kg/qcm. Die höchste Druckspannung im Beton für die Belastung mit Dampfplugs, Menschengedränge, 2,5 m hohem Verkehrsband und Winddruck beträgt 58,9 kg/qcm. Für die unbelastete Brücke ist mit 250 kg/qm Winddruck zu rechnen. Da in diesem Falle aber das 2,5 m hohe Verkehrsband wegfällt, so bleibt der Winddruck auf 1 lfdm Brücke unter dem angenommenen Werte von 500 kg/m.

Bei der Durchführung der Berechnung wurde auch die Veränderlichkeit des Trägheitsmomentes

noch berücksichtigt, indem das mittlere Trägheitsmoment der Riegel = 1,4 des Trägheitsmomentes des Bogens gesetzt wurde.

Es werden alsdann $X = 36,8 \mu = 18400 \text{ kg}$, $Y = 22,6 \mu = 11300 \text{ kg}$, $Z = 276 \mu = 138000 \text{ mkg}$.

Diese Werte weichen von den früher errechneten wenig ab, sodaß man die Veränderlichkeit des Trägheitsmomentes bei der Berechnung des Windverbandes nicht zu berücksichtigen braucht.

Die geführte Untersuchung zeigt, daß bei Eisenbetonbrücken mit Tragkonstruktionen über der Fahrbahn der Winddruck trotz des hohen Eigengewichtes dieser Konstruktionen nicht vernachlässigt werden darf, weil er Zusatzspannungen von ganz beträchtlichem Werte bringt. —

Wiederaufrichtung und Unterfangung eines gekippten und versackten Getreidesilos in Eisenbeton.

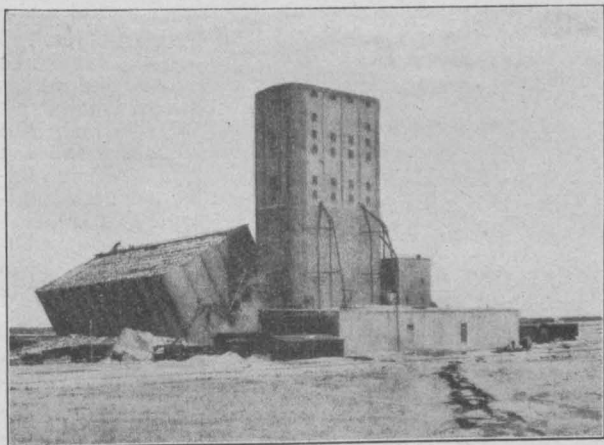


Abb. 3. Bild des umgekippten Silos. (Rechts Maschinenhaus).



Abbildung 4. Unterschneidung der Fundamentplatte.

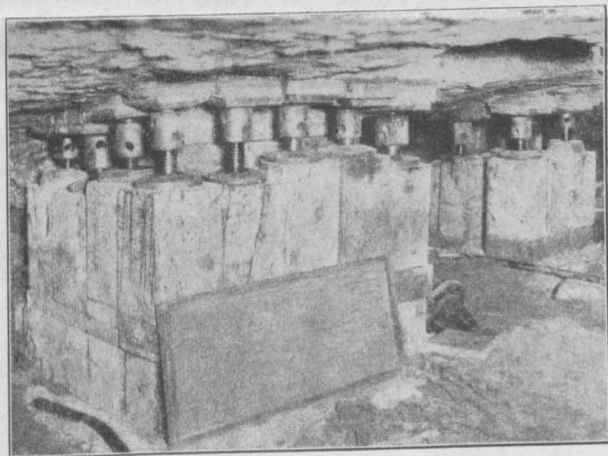


Abbildung 6. Hebepindeln auf Brunnenreihe I.

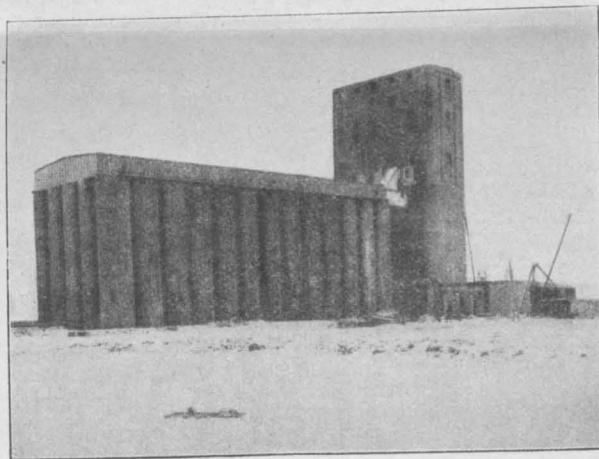


Abbildung 8. Der wiederaufgerichtete Silo.

In besonderer Vorzug der Eisenbetonbauten ist bekanntlich ihre hohe Steifigkeit, die innige Verbindung und der feste Zusammenhalt der einzelnen Teile, ihr „monolithischer“ Charakter. Diese Eigenschaft kommt auch bei Bauunfällen zur Geltung, die aus unzureichender Gründung entstanden sind, sich in Versackungen, Kippbewegungen usw. äußern. Selbst starke Bewegungen dieser Art sind von Eisenbetonbauten schon ohne Schaden für die Konstruktion überstanden worden, sodaß es möglich war, die Bauwerke wieder aufzurichten, sicherer zu gründen und dann wieder zu benutzen. Ein älteres bekanntes Beispiel hierfür ist die Wiederaufrichtung eines Getreidesilos in Algerien*, ein neues sehr lehrreiches, das ebenfalls einen Getreidesilo sehr bedeutender Abmessungen betrifft, ist das nachstehend nach einer amerikanischen Veröffentlichung kurz beschriebene. (Vergl. Proceedings of the American Society of Civil Engineers Jahrg. 1915, No. 10, Dezember.)

Es handelt sich um eine Speichereinrichtung der Canadian Pacific-Eisenbahn bei Winnipeg und zwar um einen Silo von 1 Million Bushels, gleich rd. 35 000 cbm, Fassungs-

kraft bei 1400 qm Grundfläche, 20 000 t Gewicht im leeren Zustand, der eine Kippbewegung bis zu einem Winkel von 27° gegen die Lotrechte ausführte und dabei mit der Drehkante bis etwa 9 m gegen die ursprüngliche Tiefenlage versackte. Der Bau wurde unterfangen, auf bis zum festen Fels, d. h. rd. 16 m tief unter Gelände abgesenkt, Brunnen abgesetzt und wieder aufgerichtet. Auf eine Hebung zur ursprünglichen Höhenlage wurde der Kosten wegen verzichtet, man zog es vor, den Boden rings um den Bau bis zu einer für die volle Benutzbarkeit ausreichenden Tiefe auszuschnitten. Die gesamte Anlage bestand aus dem ausschließlich zur Lagerung bestimmten Silo von 23,5 · 59,5 m Grundfläche, 31 m Höhe, einem dicht daneben stehenden, durch Gurtförderer-Tunnel mit dem Silo verbundenen Bau, für Arbeits- und Reinigungszwecke mit entsprechenden Maschinen ausgerüstet, von 21,3 · 29,3 m Grundfläche, 49,4 m Höhe, der auch eine Reihe von Zellen enthält, einem Trockner- und einem Kesselhaus. Die Gründung der Bauten ist in der in jener Gegend üblichen Weise auf Eisenbetonplatte erfolgt, die 3–4,5 kg/qcm Druck

*) Vergl. Deutsche Bauzeitung Jahrg. 1909 S. 146 ff.

auf den Boden ausübt. Der Untergrund unter dem Prairieboden besteht aus lehmigen Schichtungen verschiedener Beschaffenheit, mit einer wasserführenden Schicht dazwischen, das Ganze gelagert auf Kalkstein, der, in den oberen Schichten stark verwittert, erst in 16—17 m Tiefe in festen Fels übergeht. Die 60 cm starke Platte des Silos lag 3,65 m unter Gelände, die des Maschinenhauses etwas tiefer.

Der Silo ist in der in Amerika vielfach üblichen Weise aus Zellen kreisrunden Querschnittes zusammengesetzt ohne Umschließung mit geraden Mauern. Die 65 Zellen sind in 5 Reihen zu je 13 Stück angeordnet, haben 4,3 m Durchm., 28 m Höhe, 15 cm starke eisenbewehrte Wände und fassen je 5000 Bushels, gleich je 176 cbm, Getreide. Auch die Zwickel zwischen den Zellen können mit Getreide

neben dem Silo stehende hohe Maschinengebäude blieb unverändert stehen. Abbildung 3, S. 53 gibt eine Aufnahme dieses Zustandes wieder.

Die erste Aufgabe war nun die Entleerung des Silos, was bis zur Geländehöhe nach Anschlagen der Westwand der Zellen durch Abfluß des Getreides auf einen parallel zu dieser Wand außerhalb verlegten Hilfs-Gurtförderer erfolgte. Nach Entleerung der ersten Reihe wurde die zweite Zellenreihe usw. angeschlagen und ebenfalls entleert. Die Entleerung der unter der Erde steckenden Zellenteile erfolgte unter Benutzung der vorhandenen Silo-Gurtförderer, die noch benutzbar waren, nach Herstellung eines Schachtes für ein Becherwerk am Nordende des Baues in diesen. In 3 Wochen war diese Arbeit beendet. Durch

Bohren wurde dann als Ursache der Bewegung des Baues eine starke Ungleichheit der Bodenbeschaffenheit festgestellt. An der Ostseite lag auf dem größeren Teil der Gebäudelänge eine Felskuppe um etwa 4 m höher als auf der übrigen Fläche, sodaß sich hier der Boden unter der Fundamentplatte weniger stark zusammendrückte. Hierdurch entstand die erste Kippbewegung, damit aber gleichzeitig eine Schwerpunkts-Verschiebung nach Westen, die diese Bewegung dann noch verstärkte. Die zweite Aufgabe war nun zunächst die Sicherung des Maschinenhauses gegen etwaige weitere Bewegungen durch Unterfangen und Herabführung der Fundamente bis auf den Felsboden. Das war insofern schwierig, als dieses Gebäude im Unterbau aufgelöst war in Einzelpfeiler von 500—800 t Belastung, sodaß der Unterbau vorher sorgfältigst ausgestellt werden mußte. Jeder Pfeiler wurde auf einen

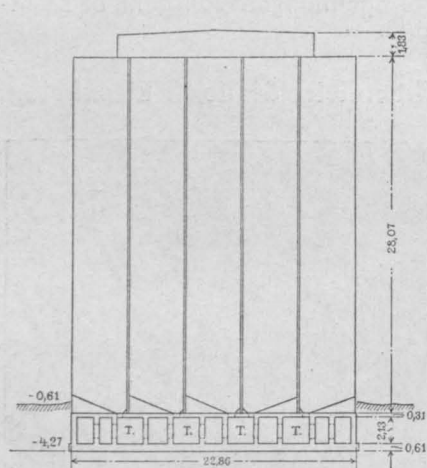


Abbildung 1 (links). Silo vor dem Unfall.

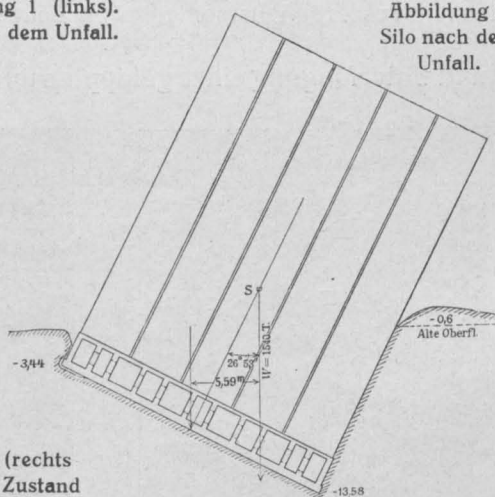


Abbildung 2. Silo nach dem Unfall.

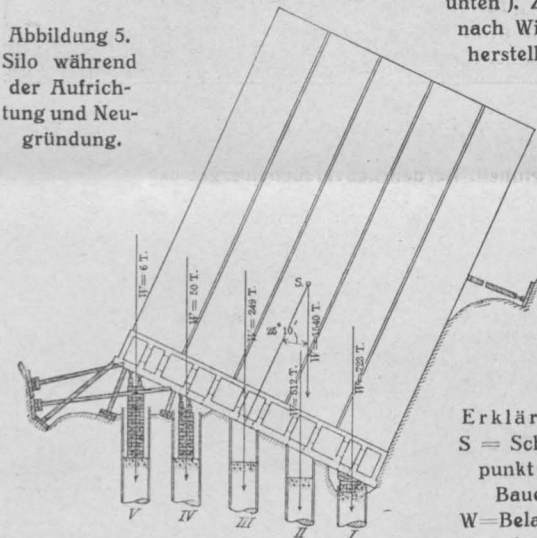
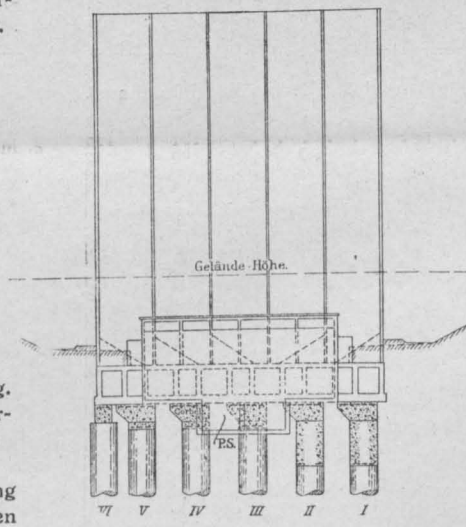


Abbildung 5. Silo während der Aufrichtung und Neugründung.

Abb. 7. (rechts unten). Zustand nach Wiederherstellung.



Erklärung.
S = Schwerpunkt des Baues.
W = Belastung der einzelnen

Brunnen während der Aufrichtung des Silos. T = Tunnel für die Gurtförderer. P. S. = Pumpensumpf.

gefüllt werden. Den Zellenboden bildet, wie Abbildung 1 zeigt, eine 30 cm starke Eisenbetonplatte, darunter liegt ein 2,13 m hoher Unterbau, der die Gurtförderer in besonderen Kanälen aufnimmt und 40 cm starke Wände besitzt. In je 4,6 m Abstand sind noch 38 cm starke Querwände unter den Berührungslinien der Zellen eingelegt. Das Ganze ruht, wie schon bemerkt, auf einer 60 cm starken Platte. Ober- und Unterbau waren aber nicht fest mit einander verbunden. Ueber den Zellen liegt noch ein niedriger Aufbau, der den Gurtförderer für die Füllung der Zellen aufnimmt.

Als die Zellen in möglichst gleichmäßiger Weise bis zu $\frac{3}{4}$ ihres Inhaltes gefüllt waren, begann ein lotrechtes Versacken des Baues und zwar nach den ersten Anzeichen um 30 cm in 1 Stunde. Dann setzte eine Kippbewegung um die Längsachse nach Westen ein, die in 24 Stunden den Silo in die Stellung der Abbildung 2 brachte. Darnach hatte sich die Westseite i. M. um 9 m gesenkt, aber nicht ganz gleichmäßig, sodaß die Nordecke etwa 1 m niedriger lag als die Südecke, und die Ostseite hatte sich um 1,2 m gehoben. Der Boden war namentlich an der Westseite hoch aufgequollen, sodaß sich der Silo hier mit einer erheblichen Fläche gegen den Boden stützte und dadurch vor weiterem Umkippen bewahrt blieb. Der Bau zeigte bei näherer Untersuchung keinerlei bedenkliche Risse. Das dicht

Brunnen von 1,5 oder 2 m Durchm. gesetzt, der aus einzelnen Eisenringen bestand, die herunter gepreßt, ausgebagert und später mit Beton gefüllt wurden. Nachdem so das Maschinenhaus gesichert war, konnte mit der Aufrichtung des Silos begonnen werden.

Man beschloß, diesen nur um die tiefliegende Kante unter Unterschneidung der Fundamentfläche zu drehen und in dieser tiefen Lage durch bis auf den Fels herabgeführte Brunnen zu unterfangen, die unter den Berührungspunkten der Zellen in den Zwischenräumen zwischen den Kanälen der Gurtförderer abzusenken waren. Die Brunnen haben 2,13 m Durchm. erhalten. Sie wurden während der Herstellung durch Löcher in der Fundamentplatte von oben zugänglich gemacht. Die Unterschneidung der Fundamentplatte erfolgte von Osten her in einzelnen Gräben oder Stollen, zwischen denen noch Erdwälle stehen blieben, durch deren fortschreitende Schwächung ein allmähliches Absenken des Baues herbeigeführt werden sollte. Später stellte man zur größeren Sicherheit auch noch Steifen und Holzstapel unter die Fundamentplatte. (Vergl. Abbildung 4.) Der Boden wurde auf einen an der Ostseite in einem Graben entlanggeführten Gurtförderer geworfen und von diesem auf einen zweiten an der Nordseite abgegeben. Später wurde zur rascheren Beseitigung des Bodens auch eine Fortschaffung desselben durch

Löcher in der Fundamentplatte und durch die Silo-Gurtförderer selbst besorgt. An der Westseite des Baues wurden wagrechte Steifen und Schraubenspindeln angesetzt, um die Drehung des Baues mit dem Fortschritt der Unterschneidung in der ersten Zeit zu unterstützen. Die Drehung erfolgte zunächst um eine Art hölzernes Kipplager auf Brunnenreihe I (vergl. Abbildung 5). Während der Unterschneidung der Fundamentplatte wurden die übrigen Brunnenreihen bis zum Fels abgesenkt, und zwar zur Verringerung des Wasserandranges zunächst immer nur jeder zweite Brunnen einer Reihe. Um das Grundwasser zu bewältigen, das man bei der Gründung des Maschinenhauses in stärkerem Maße angetroffen hatte, wurde eine doppelte Pumpenanlage in dem schon vorher zur Getreide-Entleerung benutzten Schacht aufgestellt und außerdem Kreiselpumpen über jedem Brunnen der Reihe I. Es ergab sich dann aber erst in der verwitterten Schicht dicht über dem Felsboden ein größerer Wasserandrang.

Während Ausführung dieser Arbeiten zeigte sich nun eine Gleitbewegung des ganzen Baues nach Osten zu, dem durch kräftige Steifen von dieser Seite her entgegen gewirkt werden mußte, sowie durch teilweise Beseitigung des gegen die westliche Siloseite wirkenden Bodens. Abbildung 5 zeigt diesen Zustand und die Verteilung der Silolasten auf die einzelnen Brunnenreihen in diesem Zeitpunkt. Die Abbildung läßt ferner erkennen, daß das Bauwerk nach Absenkung der Brunnen sofort auf diese mittels Holzstapeln und Schraubenspindeln abgestützt wurde, sodaß dann die Absenkung des Baues auf die Pfeiler mit größerer Sicherheit vorgenommen werden konnte.

Nach dem ursprünglichen Plan, Brunnenreihe I bis zuletzt als Drehachse zu benutzen, wären die Gurtförderer-Kanäle dauernd ins Grundwasser gekommen, man hätte

also den ganzen Unterbau nachträglich sorgfältig abdichten müssen, was zu Schwierigkeiten geführt hätte. Es wurde daher eine Änderung des Planes beschlossen, dahingehend, daß nach Aufrichten des Silos bis zu einem Winkel von 16° 30' gegen die Lotrechte um Brunnenreihe I, die weitere Drehung um Reihe III, schließlich, von 8° 30' an, um Reihe IV erfolgen sollte, sodaß damit die endgültige Tiefenlage von Unterkante Fundamentplatte entsprechend verringert wurde. Dabei wurden auf Reihe III und IV ähnliche Holzkipplager eingebaut wie vorher auf I, während Schraubenspindeln auf den westlich der Drehachse liegenden Pfeilerreihen nun die Aufrichtung des Silos unterstützten und die erforderliche Hebebewegung bewirkten. Abbildung 6, S. 53 zeigt einen solchen Satz Schraubenspindeln auf Reihe I.

Nach etwa 7½ monatlicher Tätigkeit war der Silo wieder gerade gerichtet. Nun konnten die Holzstapel und Spindeln nach und nach entfernt und die Zwischenräume über den Brunnen bis Fundamentplatten-Unterkante mit Beton ausgestampft werden. Diese Zwischenstücke wurden zur besseren Druckverteilung gegenüber den Brunnen noch etwas verbreitert. Abbildung 7 zeigt diesen endgültigen Zustand. Sie läßt gleichzeitig erkennen, daß, mit Rücksicht auf die Verschiebung des ganzen Bauwerkes nach Osten um etwa 1 m, unter der östlichen Fundamentkante noch eine sechste Brunnenreihe abgesenkt worden ist. Die Neigung des Baues nach Norden, die etwa 60 cm beträgt, hat man belassen, da sie die Standfestigkeit nicht beeinträchtigt, die Benutzung des Speichers nicht behindert. Um bei höheren Wasserständen eindringendes Wasser zu beseitigen, ist eine Pumpenanlage am tiefsten Punkte des Bauwerkes eingebaut. Den fertigen Bau zeigt Abbildung 8, S. 53.

Das technische Laboratorium der Tiefbauverwaltung Charlottenburg im Geschäftsjahr 1914.

Von Magistratsbaurat Hugo Schmidt.

Die Arbeiten des technischen Laboratoriums verteilen sich auf die einzelnen Gebiete folgendermaßen:

Gegenstand	Zahl der Untersuchungen	
	1913	1914
Wasser	226	271
Abwasser, Schlamm	101	116
Bodenproben	80	12
Torf		3
Ton		2
Stampfasphalt	26	31
Gußasphalt	11	21
Teer, Pech, Mastix	25	33
Pflaster- u. Tonrohr-Ausgußmasse	7	12
Kies, Sand	232	126
Beton	35	161
Karborundbetonplatten		6
Kunststeinfliesen		6
Zement	213	165
Putz- u. Kalkmörtel	6	7
Natürliche Steine, Granit	4	23
Ziegel, Chamotte	25	11
Holzpflaster	12	6
Holztränkungsmittel		1
Dachpappe	4	1
Farben, Firniß, Lack, Mennige	18	23
Terpentin, Rüböl, Spiritus	6	2
Gummi	22	
Straßenschilder		3
Bleiöhre, Metall, Legierungen	2	4
Linoleum	30	10
Verschiedene Öle und Fette	85	12
Mörtel- und Beton-Dichtungsmittel	14	9
Tinte	1	
Steinkohle	1	
Chemikalien	4	
Stahldrahtseile		2
Verschiedenes	30	15
Zusammen	1220	1094

Ein nach längerer Unterbrechung in der Charlottenburger Tiefbauverwaltung wieder verwendeter Portland-Zement wurde in 163 Fällen geprüft. Er genügt in allen Fällen den Anforderungen der Tiefbauverwaltung, die in Bezug auf die Druckfestigkeit, die Mahlfineinheit und den Höchstgehalt an Schwefelsäureanhydrid noch über die deutschen Normen um ein gewisses Maß hinausgehen. Die bei den Untersuchungen gefundenen Niedrigst- und Höchstwerte zeigt nebenstehende Tabelle.

Ein seit kurzem auf dem Baumarkt erscheinender, angeblich wasserabweisender Zement zeigte keine wesentlichen Vorteile in Bezug auf Wasserdichtigkeit gegenüber dem gewöhnlichen Portlandzement.

Für die Erweiterung der Abwasserklärbecken auf dem städtischen Rieselfeld sollte dasjenige Mischungsverhältnis

Untersuchung auf	Niedrigstwerte		Höchstwerte	
1. Raumgewicht. Gewicht für 1 Liter Zement eingelaufen	1,080		1,189	
2. Mahlfineinheit. Bei den Siebversuchen ergab der Zement:				
Rückstand auf d. Sieb m. 900 Maschen auf 1 qcm	0 %		1,4 %	
5000 " 1	10,0 "		24,0 %	
3. Abbindeverhältnisse. 300 g Zement, mit 30,5 % Wasser zu einem steifen Brei angemacht, ergaben bei:				
Luftwärme 15—18°C d. Wärme-Erhöhung v. °C	1,2		4,4	
Wasserwärme 15—18°C d. Erhärtsanf. n. Std.	3 1/2		7 1/2	
Luftfeuchtigkeit 44—50% d. Abbindezeit von . . .	9,0		14 1/4	
4. Druckfestigkeit. Lagerung 7 Tage	1 Luft	kg	202	333
	6 Wasser	qcm		
	1 Luft		297	424
	27 Wasser			
28 Tage	1 Luft		356	478
	6 Wasser			
	21 Luft			
5. Gehalt an Schwefelsäureanhydrid	1,22		2,0	

nis gefunden werden, welches den dichtesten Beton liefert. Es wurde zunächst die dichteste Mischung von Traß und Kies ermittelt. Die Zementmenge, welche nötig ist, um die nach Einrüttelung bis zur Volumenkonstanz verbliebenen Hohlräume auszufüllen, ist in der Spalte 5 der folgenden Tabelle und das dabei entstehende Mischungsverhältnis mit Zement in Spalte 6 angegeben. Die 3 Mischungen wurden wie Mörtel für Zement-Normenprüfung angemacht, mit dem Böhme'schen Hammerapparat in 4 cm hohen und 6 cm weiten Eisenringen eingeschlagen und der Lufterhärtung überlassen. Nach 28 Tagen wurde der Mörtel in den Ringen einem sich selbsttätig regelnden Wasserdruck erst von 3 m und dann von 10 m Höhe ausgesetzt. Gewählt wurde nach dem Ergebnis der Undichtigkeitsprüfung die Mischung 1 Zement : 1,5 Traß : 6,16 Kies.

1	2	3	4	5	6	7	8
Mischung	Mischungsverhältn.		Hohlräume	Zement- bedarf	Mischung- verhältnis	Wasser- durchgang	
Nr.	Gew. Traß:Kies	Vol. Traß:Kies	%	in ccm für 100ccm Tr. K	Gewichsteil. Z.:Tr.:K.	i. g/Std. bei 3 m	10m Druck
a	1:1,2	3:7	16,7	30	1:2,1:4,8	0	0
b	1:2	2:8	15,6	28	1:1,5:6,16	0	0,3
c	1:4,7	1:9	17,1	31	1:0,7:6,21	0,1	>10,5

In 14 Fällen wurde an eingebautem und erhärtetem Beton das Mischungsverhältnis festgestellt.

Auf einem Kohlenplatz war der aus Schlackenbeton hergestellte Belag zerstört worden und zwar war die oberste dünne Kiesbetonschicht von der unter ihr liegenden 12 cm starken Schlackenbetonschicht abgehoben worden. Der Kiesbeton selbst war nicht angegriffen, nur die oberste Schicht des Schlackenbetons war in eine weiße Masse verwandelt worden, die im wesentlichen aus Gips bestand. Es wurde festgestellt, daß die Zerstörungen nicht durch Auslaugungsprodukte der dort lagernden Kohlen, sondern durch den Einfluß des Regenwassers auf die sulfid- und sulfathaltige Schlacken des unter dem Kiesbeton befindlichen Schlackenbetons herbeigeführt worden sind. Schlackenbeton sollte dort, wo er mit Feuchtigkeit und Luft in Berührung kommt, nur benutzt werden, wenn die Schlacke Sulfide, Sulfate und Pyrit in wesentlichen Mengen nicht enthält.

Guter Kalkmörtel soll nach den Mitteilungen des Königlichen Materialprüfungsamtes Lichterfelde 1907 S. 15 13,2% Kalkhydrat (entsprechend 10% CaO in wasserfrei gedachtem Mörtel) enthalten. Zahlreiche Prüfungen haben gezeigt, daß der von den Mörtelwerken Berlins gelieferte übliche Kalkmörtel nicht annähernd soviel Kalk enthält, angeblich, weil er sonst zu teuer würde und auch nicht besser verlangt wird. Unter Berücksichtigung dieser Verhältnisse begnügt man sich hier mit der Forderung von 10,8% Mindestgehalt an Kalkhydrat entsprechend 8% CaO in der wasserfrei gedachten Substanz. Der Wassergehalt soll 15—18 Gew. % betragen. Trotz dieser mäßigen Anforderungen waren von 7 gelieferten Mörteln 4 zu beanstanden; denn sie hatten nur 7% Kalkhydrat, entsprechend 5,3% CaO in dem wasserfrei gedachten Mörtel.

Die Zement- und Betondichtungsmittel waren meist Bitumen oder Asphaltfilme und Pappen. Von besonderer Güte erwies sich ein Filz, der auch bei dem Untergrundbahn-Sprietunnel der Allgemeinen Elektrizitätsgesellschaft verwendet worden ist. Bei einem sich auf mehrere Jahre erstreckenden Dauerversuch über die Haltbarkeit von 6 bekannten bituminösen Anstrichmitteln für Beton zeigten unter dem Einfluß von Humus und Feuchtigkeit zwei solcher Mittel ein vollkommen unbefriedigendes Verhalten. (Vergl. Mitteilungen aus dem technischen Laboratorium von Dr. Herrmann in „Beton und Eisen“, 1915 No. 1.)

Zu Treppenstufenbelägen wird neuerdings wegen seiner großen Rauigkeit und Widerstandsfähigkeit gegen Abschleifung mit Vorteil Beton mit Karborundzusatz verwendet. Hierfür wurden verschiedene Erzeugnisse hinsichtlich ihrer Zusammensetzung und Abnutzung untersucht. Die Menge des dem Beton beigemischten Karborunds schwankt in sehr weiten Grenzen, was bei dem hohen spezifischen Gewicht dieses Stoffes (3,22) auch in den spezifischen Gewichten des Betons deutlich zur Geltung kommt. Die geringste Abnutzung im Sandstrahlgebläse betrug nach 2 Minuten Einwirkung für 100 qcm Fläche 9 ccm, die größte 56,5 ccm, (bei Granit 12 ccm). Fast nutzlos ist das Karborund, wenn es in zahlreichen kleinen Teilen oder in wenigen großen Teilen im Beton enthalten ist; am wirksamsten ist der gemischtkörnige Karborund.

Vermischtes.

Beton-Prüfungen zur Feststellung der Festigkeitsunterschiede bei wechselndem Sandgehalt der Zuschlagstoffe. Zu den in No. 5 der „Mitteilungen“ gelegentlich des Berichtes über die 19. Hauptversammlung des „Deutschen Beton-Vereins“ geschilderten, in Biebrich a. Rh. ausgeführten Beton-Versuchen ist noch nachzutragen, daß zur Feststellung des großen Einflusses der Körnung des Sandes auf die Festigkeit Versuche mit Mörtelproben angestellt wurden, bei denen die feineren Bestandteile von 0—2 mm Korngröße und die gröbsten von 4—7 mm Korngröße in verschiedenen Verhältnissen im Sand vertreten waren. Es wurden Mischungen 1:3 und 1:5 in erdfeuchtem, weichem und flüssigem Zustand geprüft. Es wurden 3 Rheinsande aus Biebrich verwendet, einer im natürlichen Zustand (A) mit 76,8% der feineren, 14,2% der gröbsten Körnung und 2 künstlich hergestellte (B und C) mit dem Verhältnis 58,1:25,6 und 50,8:40,2 der Körnungen. Letzterer entsprach ungefähr dem Verhältnis der Körnungen in dem zu den eigentlichen Beton-Versuchen verwendeten Isarsand. Die Versuche zeigen wieder den hohen Einfluß des Wasserzusatzes auf die Festigkeit und ferner eine Steigerung der Festigkeit für diejenigen Sande, bei denen die Menge der feinsten Körnung sich derjenigen der gröbsten nähert. So zeigt z. B. der erdfeuchte Mörtel

Kunststeinfliesen aus Granitkleinschlagbeton hatten nur 5,8 Volumenprozent Hohlräume und eine Abnutzung auf der Schleifscheibe von 6 ccm für 100 qcm Fläche auf 500 m Schleifweg unter 0,60 kg/qcm Belastung und im Sandstrahlgebläse von 14 ccm für 100 qcm Fläche in 2 Minuten. Derartige Fliesen genügen den höchsten Anforderungen und sind sogar mittlerem Karborundbeton noch überlegen.

Unter den elf geprüften Sorten von Ziegelsteinen hatten 2 eine Druckfestigkeit unter 150 kg/qcm; bei einigen Sorten von Hartbrandsteinen stieg die Druckfestigkeit auf 400 kg. Ihre Festigkeit wurde durch Lagerung im Wasser und durch 25maliges Gefrieren und Wiederauftauen nicht vermindert. Bei gewöhnlicher Lagerung im Wasser nehmen 100 ccm Stein in 7 Tagen 14,6 ccm Wasser auf. Im Vakuum dagegen werden 100 ccm Stein mit 20 ccm Wasser nach Verlauf einer halben Stunde restlos gesättigt. Unzulässige Mengen von Gips, Aetzkalk, Ton, Pyrit waren nicht vorhanden.

Von den 23 untersuchten natürlichen Bausteinen bestand eine Probe angeblich aus Quarzit, tatsächlich aber aus Kalkstein. Unter dem Namen Bernburger Grauwacke geliefert, erwies sich durchweg als oolithischer Kalkstein. Sämtliche gelieferten Granite waren bedingungsgemäß.

In diesem Jahre waren 26 Stampfasphalte zu untersuchen. Zu beanstanden war ein aus den Abruzzen stammender von einem kleineren Betrieb verwendeter Asphalt. Sein Bitumen war sehr hart; es tropfte erst bei 85° C. Das Asphaltpulver war deshalb schwer zusammenpressbar und zu Normalprobekörpern von 4 cm Höhe und 6 cm Durchmesser in eisernen Ringen eingeschlagen, sehr undicht, (25,0% Hohlräume), und wasserdurchlässig, (unter 3 m Wasserdruck 2250 g Durchgang in 1 Stunde), dazu im Sandstrahl wenig widerstandsfähig. Die Ursache dieses ungünstigen Verhaltens war die Sprödigkeit oder geringe Viskosität des Bitumens. Doppelte Schlagarbeit verminderte die Hohlräume nur auf 20,4% und den Wasserdurchgang auf 1140 g/Std. Die sonst hier verwendeten bewährten Abruzzen-Asphalte zeigten dagegen gleichmäßig folgende mittleren Werte: Tropfpunkt 69° C, Hohlräume 12,4%, Wasserdurchgang 260 g/Std.

In einem Falle war aus einem Stampfasphalt durch übermäßig hohes und langes Darren das Bitumen um mehr als 1% unter dem Normalgehalt weggedampft und sein Tropfpunkt um 10% erhöht worden. Die Folge war, daß auch hier die Wasserdurchlässigkeit, die Hohlräume und die Abnutzung durch den Sandstrahl zu einer ganz außergewöhnlichen Höhe anstiegen. Eine Sorte Kunstasphaltplatten war infolge Druckwasser-Pressung von sehr dichter Struktur, enthielt aber anstatt Asphaltbitumen eine Mischung von Weichpech und Asphalt, die außerdem einen zu niedrigen Tropfpunkt aufwies; ferner war der benutzte Kalkstein sehr tonhaltig, sodaß die Platten im Wasser stark aufquollen, mithin wenig haltbar waren. Gußasphalt wurde in 20 Fällen untersucht. 11 mal handelte es sich um Hartgußasphalt mit Zuschlägen von Granit, Basalt, Grünstein oder Grauwacke. Unter Benutzung der hier gewonnenen Erfahrungen sind nunmehr auch für Gußasphalt Grundsätze für seine Herstellung aufgestellt worden. —

(Schluß folgt.)

A im Mischungsverhältnis 1:3 nach 45 Tagen 270 kg/qcm Festigkeit, während B und C auf 366 und 407 kg/qcm stiegen. Für diese letzteren Mischungen, die sich dem Verhältnis des natürlichen Isarsandes nähern, verschwindet denn auch die Ueberlegenheit, die letzterer gegenüber dem natürlichen Rheinsand bei den Beton-Versuchen zeigte. Ähnlich sind die Erfahrungen bei den Mischungen 1:5.

Diese Versuche lassen in besonders klarer Weise den großen Einfluß der sachgemäßen Körnung der Zuschlagstoffe des Betons auf dessen Festigkeit erkennen, die innerhalb gewisser Grenzen noch von wesentlicherer Bedeutung sein kann, als die zugegebene Zementmenge. Die Vorschrift der Verwendung einer bestimmten Zementmenge auf 1 cbm Zuschlagstoffe allein sichert also noch nicht eine hohe Druckfestigkeit des Betons, wenn sie natürlich auch für nicht sachgemäß zusammengesetzte Betongemische eine erhöhte Sicherheit bietet. —

Inhalt: Berechnung des Windverbandes für eine Dreigelenkbogenbrücke mit angehängter Fahrbahn aus Eisenbeton. — Wiederaufrichtung und Unterfangung eines gekippten und versackten Getreidesilos in Eisenbeton. Das technische Laboratorium der Tiefbauverwaltung Charlottenburg im Geschäftsjahr 1914. — Vermischtes. —

Verlag der Deutschen Bauzeitung, G. m. b. H., in Berlin.
Für die Redaktion verantwortlich: Fritz Eiselein in Berlin.
Buchdruckerei Gustav Schenck Nachflg. P. M. Weber in Berlin.

DEUTSCHE BAUZEITUNG

MITTEILUNGEN ÜBER ZEMENT, BETON- UND EISENBETONBAU

UNTER MITWIRKUNG DES VEREINS DEUTSCHER PORTLAND-
CEMENT-FABRIKANTEN UND DES DEUTSCHEN BETON-VEREINS

XIII. Jahrgang 1916.

No 8.

Entwurf zu einer Eisenbeton-Brücke über die Enz im Zuge der Benckiser-Straße zu Pforzheim.



Die natürliche bauliche Entwicklung der Stadt Pforzheim im Tale der Enz aufwärts nach Westen zu war auch nach Eingemeindung des westlichen Vorortes Brötzingen namentlich dadurch in störender Weise aufgehalten, daß sich an der westlichen Peripherie der Altgemarkung von Pforzheim ausge-

dehnte, industriellen Zwecken dienende Gelände-
flächen — die Benckiser'schen Fabrikanlagen einschoben. Erst nachdem die Stadtgemeinde dieses Gelände mit großen Kosten vor einigen Jahren erworben und in Bauviertel aufgeteilt hatte, ist dieses Hindernis gefallen.

Die Aufteilung des früher Benckiser'schen Grundbesitzes bedingte, um in verkehrstechnischer, städtebaulicher und wirtschaftlicher Beziehung befriedigende Verhältnisse zu schaffen, die Fortsetzung der Enz - Korrektur nach Westen. Wie der Lageplan, Abb. 1, S. 61 für die Aufteilung zeigt, ist hier der Enzlauf, der früher einen starken Bogen nach Norden machte, durch einen Durchstich abgeflacht worden, der an der Wehranlage endigt, die früher den Auf-

stau für die Wasserkraft-Anlage des Fabrikbetriebes bewirkte. Zur Verbindung der beiderseitigen Stadtteile sind zwei Brücken vorgesehen, von denen die eine im Zuge der Benckiser-Straße als die wichtigste zunächst ausgeführt werden soll.

Aus Abbild. 2, S. 61, die einen Querschnitt durch die korrigierte Enz im Zuge der Brücke darstellt, sind die Breiten- und Höhenverhältnisse zu entnehmen. Mit Rücksicht auf die bereits bestehende Bebauung durfte die Aufhöhung gegenüber dem bisherigen Gelände, das in Talbreite vom Hochwasser überströmt wurde, ein gewisses Höchstmaß nicht überschreiten, anderseits aber war eine gewisse Aufhöhung um so weniger verwendbar, als eine Brücke mit über der Fahrbahn liegenden Tragwerken aus ästhetischen Rücksichten wenn irgend möglich vermieden werden sollte, und als die Wasserbaubehörde die Forderung aufgestellt hatte, daß das Hochwasser-Korrektionsprofil von jedem Einbau frei zu halten sei. Aus diesen Bedingungen heraus entstand die gewählte Höhenlage der Brücke und das Gefälle der Rampen, das mit Rücksicht auf den bergigen Charakter Pforzheims als durchaus mäßig zu bezeichnen ist.

Im Verhältnis zu der nicht unerheblichen Spannweite ist hiernach die zur Verfügung stehende Höhe

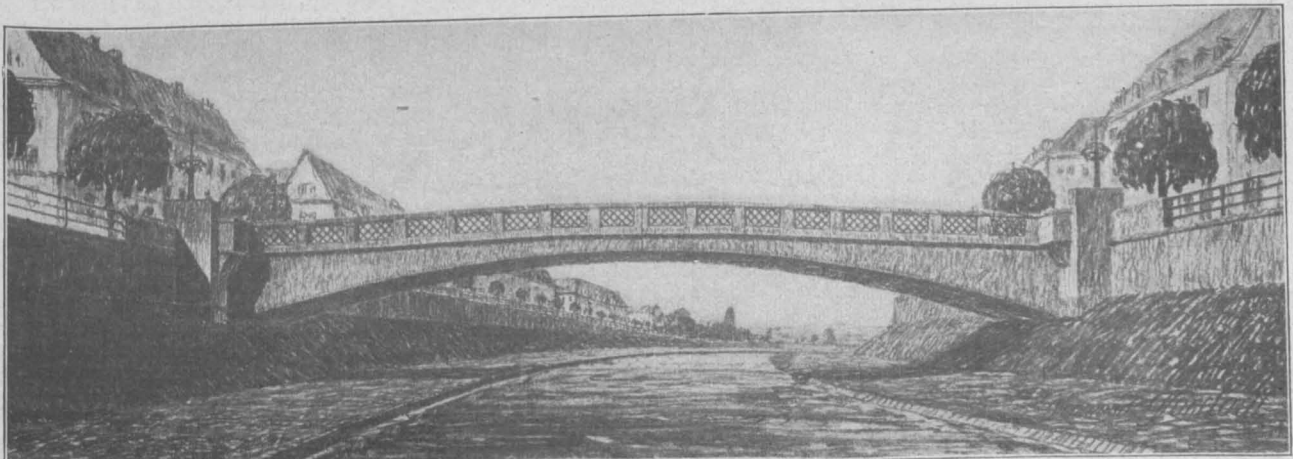


Abbildung 6. Entwurf mit dem Kennwort „Vorstadt“. Verf. Hüser & Cie. in Oberkassel, Arch. Müller-Erkelenz in Köln.

eine nur geringe. Die Freiheit in der Wahl der Konstruktion wurde auch weiter dadurch beschränkt, daß die Wasserbaubehörde bei der tiefen Lage der Brücken-Unterkannte über Hochwasser eine geschlossene Unterfläche der Brücke verlangte. Eine Eisenkonstruktion würde daher in der zuverlässigen Unterhaltung der Hauptträger Schwierigkeiten begegnet sein. Aus diesem Grunde und wegen der anerkannten ästhetischen und wirtschaftlichen Vorzüge des Eisenbetons wurde daher von der Stadtgemeinde die Ausführung in diesem Material in Aussicht genommen. Wegen der besonderen Schwierigkeit der Lösung der Aufgabe wurde dann von der Stadtgemeinde i. J. 1913 unter 6 bedeutenden Sonderfirmen des Eisenbeton-Brückenbaues ein engerer Wettbewerb ausgeschrieben, in welchem der Entwurf der A.-G. Wayss & Freytag in Neustadt a. d. H. als der zur Ausführung geeignetste bezeichnet wurde.

Die Ausführung nach diesem Entwurf, der nur geringer Änderungen, namentlich im Hinblick auf

die Unterbringung der in den beiden Uferstraßen vorhandenen Straßenkanäle und sonstigen Leitungen, bedurfte, wurde beschlossen, das wasserpolizeiliche Verfahren durchgeführt und in der zweiten Hälfte des Jahres 1914 sollte die Bauausführung vor sich gehen. Der Kriegsausbruch vereitelte diese Absicht, der Bau mußte zurückgestellt werden, dürfte aber nach Friedensschluß zur Ausführung kommen, da die Verkehrsverhältnisse und die Entwicklung der Bebauung auf baldige Herstellung der Brücke drängen.

Die Lösung ist eine sehr interessante und sie gewinnt noch an Interesse durch Vergleich mit den Lösungen, die von anderer Seite für dieselbe Aufgabe gesucht wurden. Deswegen sei nachstehend, wenn auch reichlich verspätet, ein Bericht über den ganzen Wettbewerb gebracht, der, von vornherein für unsere „Mitteilungen“ in Aussicht genommen war, durch die Kriegslage und besondere Umstände sich aber derart verzögert hat, daß er erst Ende vorigen Jahres in unsere Hände gelangt ist. —

Bericht über den engeren Wettbewerb.

Von Stadtbaumeister S. Seibel in Pforzheim.



ufgefordert zum engeren Wettbewerb waren die 6 Firmen: A.-G. für Beton- und Monierbau, A.-G. Dyckerhoff & Widmann, A.-G. Wayss & Freytag, Hüser & Cie. in Oberkassel, Rud. Wölle in Leipzig, Möding & Stöber in Pforzheim. Eingereicht wurden 7 Entwürfe. Dem Preisgericht gehörten außer dem Oberbürgermeister von Pforzheim folgende 6 Fachleute an: Geh. Hofrat Prof. Förster in Dresden, Prof. Kayser in Darmstadt, Bürgermeister und Stadtbaurat Schultze, Arch. und Stadtrat Kern, Arch. und Stadtverordneter Deichsel, Stadtmstr. Seibel, sämtlich in Pforzheim.

Die Bedingungen des Wettbewerbes waren im wesentlichen die folgenden:

Die neu zu errichtende Brücke muß die Enz mit einer einzigen Oeffnung überspannen. Zwischenpfeiler sind unzulässig. Die Brücke ist in Beton bzw. Eisenbeton auszuführen. Die Wahl des Brückensystems ist den Bewerbern mit der Einschränkung freigestellt, daß das Trägersystem vollständig unter der Fahrbahn liegen muß und innerhalb des Verkehrsprofils nicht über letztere hervorragen darf, so daß ein ungehinderter Querverkehr auf der Brücke und ein möglichst freier Ausblick flussaufwärts wie flussabwärts ermöglicht wird.

Auf eine künstlerisch befriedigende Durchführung des gesamten Bauwerkes, jedoch unter Vermeidung großen Aufwandes, wird besonderer Wert gelegt. Die Brücke liegt an bevorzugter Stelle des Städte- und Landschaftsbildes und ist von beiden Seiten weithin sichtbar, sodaß eine ruhige architektonische Wirkung gefordert werden muß.

Der statischen Berechnung liegen Verkehrslasten nach Abb. 3a–f zugrunde. Zu den Fahrzeugen a bis c treten jeweils noch 2 Anhängerwagen d, außerdem ist eine Begegnung von 2 Wagenzügen unmittelbar auf der Brücke zu berücksichtigen. Für alle Belastungsfälle ist die nicht mit rollenden Verkehrslasten bedeckte Fläche des Fahrweges, wie der Fußwege mit Menschengedränge von 480 kg/qm zu belasten. Für die Berechnung der Gehwege ist ein Menschengedränge von 550 kg/qm Fläche anzunehmen. Die gesamten Verkehrslasten sind mit Rücksicht auf Stoßwirkungen mit dem 1,2fachen Betrag in die Rechnung einzuführen. Der statischen Berechnung ist eine Temperaturschwankung von 25° C. über und unter einer mittleren Temperatur von + 10° zugrunde zu legen.

In wasserbautechnischer Hinsicht ist Folgendes zu bemerken: Die Unterfläche der Brückenkonstruktion sollte womöglich als glatte Decke ausgebildet sein, damit bei Hochwasser unter der Brücke durchtreibendes Langholz usw. sich nicht verfangen kann. Für den Mindestabstand bei Brücken mit wagrechter Untersicht vom Hochwasserspiegel ist ein Maß von 0,5 m vorzusehen. Bei Wahl von Bogenkonstruktionen darf die untere Leibungslinie nicht unter den Hochwasserspiegel herabreichen, sondern äußersten Falles in Höhe desselben die Endwiderlager schneiden. Die untere Brückenleibung sollte mindestens bis 1 m über Hochwasserspiegel als durchgehende Decke ausgebildet sein. Der mittlere Bogenteil kann auch in Rippen aufgelöst werden, ohne durchgehende Decke, sofern dies aus statischen Gründen zweckmäßig erscheint.

Die Brücken-Längsachse liegt rechtwinklig zur Flußachse. Die Brücken-Oberkannte nach Abbildg. 2 ist nicht durchaus bindend. Es ist jedoch aus städtebaulichen Gründen dringend erwünscht, die Höhenlage der Brücken-

Fahrbahn so niedrig wie irgend möglich zu halten, und wird hierauf besonderes Gewicht gelegt. Die Breite der Brücken-Fahrbahn soll 7,6 m und die Breite der beiden Gehwege je 2,2 m betragen. Es ist geplant, eine zweigleisige elektrische Straßenbahn mit 1 m Spur über die Brücke hinwegzuführen. Die Gleise sind seitlich anzuordnen.

Fels wird auf der linken Flußseite (Simmler-Straße) etwa 80 cm unter der Flußsohle angetroffen; auf der rechten Flußseite (Enz-Straße) steht der Fels erst in größerer Tiefe an. Auf dieser Flußseite muß die Gründung der Widerlager sich mindestens 1 m tief unter die Sohle des korrigierten Mittelwasser-Gerintes erstrecken.

Der Brückenentwurf muß derart durchgearbeitet sein, daß alle wichtigen Bestandteile und etwaigen Einzelheiten der konstruktiven Durchbildung sich klar erkennen lassen. Der in bindender Form aufzustellende Kostenvoranschlag hat sich auf die betriebsfertige Herstellung des Brücken-Bauwerkes zu erstrecken.

Das Ergebnis der Prüfungsbewertung der unter Kennwort eingereichten Entwürfe durch das Preisgericht soll nachstehend (in freier Reihenfolge) besprochen werden:

1. Entwurf mit dem Kennwort „Freier Flußblick“. Verfasser: Firma Wayss & Freytag, A.-G. in Neustadt a. d. H. und Arch. Prof. Bonatz in Stuttgart. Vergl. die Abbildungen 4a bis 4g und 5 auf S. 60 und 61.

Die Entwurfsverfasser haben sich in allen Punkten streng an die gestellten Bedingungen gehalten; die im Programm vorgesehene Höhenlage der Brückenfahrbahn ist genau eingehalten, obwohl noch geringe Änderungen zulässig gewesen wären.

Als Hauptsystem wurde eine Bogen-Auslegerbrücke gewählt, welche die Vorzüge des überkragenden Balkens mit denen des Gewölbes vereinigt. Um bei der geringen Konstruktionshöhe Temperaturspannungen auszuschalten, und um die Voraussetzungen der Berechnung bestimmt erfüllt zu sehen, wurde das Dreigelenkbogen-System gewählt. Durch diese Ausbildung treten in der Mitte der Brücke nur geringe Momente auf, und die Durchbiegungen bzw. Schwankungen der Konstruktion, die unter dem Einfluß der Verkehrslasten hauptsächlich von den Momenten abhängig sind, werden auf das überhaupt kleinstmögliche Maß herabgesetzt. Um diese Wirkung des Systems möglichst groß zu gestalten, wurde durch entsprechende Anordnung der Ausleger dafür gesorgt, daß sich auch bei der ungünstigsten Laststellung noch ein bedeutender positiver Horizontalschub ergibt. Bei der konstruktiven Durchbildung des Entwurfes wurde ferner noch durch die Anordnung möglichst großer Massen darauf hingewirkt, daß die Schwankungen auf ein Mindestmaß beschränkt werden. Aus diesem Grunde wurde eine hohe satte Fahrbahn-Konstruktion ausgebildet, die etwaige Stoßwirkungen gut verteilt. In Bogenmitte ist die Tragkonstruktion in Rippen aufgelöst. Gegen das Widerlager zu ist der Trägerquerschnitt kastenförmig ausgebildet, wobei die untere Druckplatte an Stärke zunimmt. Es sind zwei Konstruktionen für die Ausleger vorgesehen, eine hochliegende (einpunktiert) und eine tiefliegende Anordnung mit Kiesbett, welches letzteres den Uebergang von der gewöhnlichen Straßenkonstruktion auf die Brücke mehr elastisch gestaltet. Statisch sind beide Ausbildungsformen der Ausleger gleichwertig.

Die Spannweite zwischen den Gelenken beträgt 40 m, der Pfeil hat sich zu 3,55 m ergeben, sodaß ein Pfeilverhält-

nis von 1:11,3 vorliegt. Dieses verhältnismäßig günstige Pfeilverhältnis wurde erreicht durch exzentrische Anordnung des Scheitelgelenkes und dadurch, daß auf hochwasserfreie Lage der Kämpfergelenke verzichtet wurde. Diese sind jedoch durch besondere Revisionskanäle zugänglich gemacht, sodaß sie jederzeit nachgesehen werden können, und daß die Aufbringung eines etwaigen Anstriches möglich ist. Die Kämpfergelenke gehen nicht auf die ganze Gewölbetiefe ununterbrochen durch, sondern sie sind jeweils an den Bindern auf eine Breite von 80 cm angeordnet. Auf den Zwischenstrecken bleibt der Beton des Widerlagers etwas zurück, sodaß die Rückseite des Gelenkes erreicht werden kann.

Die Anpassung der Leibungslinie an irgend einen Belastungsfall war nicht möglich, da das Gewölbe durch die Anordnung der Ausleger kein Stützliniengewölbe mehr darstellt. Als untere Begrenzungslinie wurde daher ein Kreisbogen gewählt.

Die Abmessungen der Tragrippen betragen: im Scheitel 40,70, an den Kämpfern 40,289, am äußersten Ende der Ausleger 40,85 cm. Die Stärke der Fahrbahnplatte ist 15 cm, diejenige der unteren Druckplatte wechselt von 22 bis 28 cm.

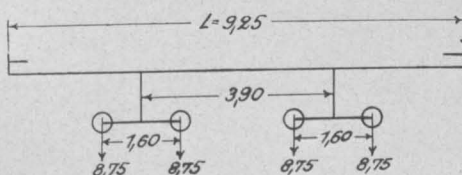
Für Eigengewichts- und ständige Lasten wurde die Stützlinie berechnet. Die Einflußlinien für die Momente wurden nach dem Verfahren von Prof. Mörsch bestimmt. Die Querschnitte zwischen den Gelenken erleiden Druck und Biegung, während diejenigen der Ausleger auf reine Biegung beansprucht werden. Die Spannungen in den Querschnitten zwischen den Gelenken wurden mit Rücksicht auf die Momente und die Achskraft, sowie auf die Plattenbalkenform und die unsymmetrischen Bewehrungen graphisch bestimmt. In dieser Hinsicht ist die statische Untersuchung mit peinlichster Genauigkeit durchgeführt worden für 10 Einzelquerschnitte der Mittelöffnung und desgleichen für 4 Einzelquerschnitte der Ausleger. Die Dimensionierung in den einzelnen Querschnitten ergab stellenweise für die Betonpressung den hohen Wert von 60 kg/qcm. An diesen Stellen in der unteren Druckplatte wird, und zwar auf die gesamte Länge derselben, eine Spiralbewehrung vorgesehen. Die Eisen-Zugspannung überschreitet nirgends den Wert von 1000 kg/qcm; überhaupt ist bei dem Entwurf ein ganz normaler Prozentsatz der Rundeisen-Bewehrung festzustellen. In gleich eingehender Weise ist die Untersuchung der einzelnen Querschnitte auf Schub vorgenommen; die Schub-Beanspruchungen erreichen stellenweise recht hohe Werte. An solchen Stellen, wie beispielsweise im Scheitel-Querschnitt, wird die Aufnahme der 12,8 kg/qcm betragenden Schubspannung gewährleistet durch das gewählte Betonmischungsverhältnis und Ausföhrung des Balkens mit Spiralbewehrung.

Die Gelenkanordnung und Ausbildung ist wohl durchdacht. Wegen der auftretenden großen Querkkräfte und des geringen Pfeilverhältnisses sind Gelenke aus Gußstahl gewählt und als Wälzgelenke ausgebildet, deren statische Wirkung hier viel genauer zur Geltung kommt, als bei Betonwälzgelenken. Sicherung gegen Abgleiten der Gelenke ist durch Kupillen erreicht. Das Scheitelgelenk ist exzentrisch angeordnet, um das Pfeilverhältnis zu verbessern, den Angriffspunkt der Scheitelkraft möglichst in den Schwerpunkt des Plattenbalkens zu rücken, die Stützlinie für Eigengewicht möglichst hochzuhalten und dadurch geringere Eigengewichtsmomente zu erzielen. Das Scheitelgelenk erfährt eine größte Druckpressung von 1840 kg/qcm (nach Hertz), die Kämpfergelenke eine solche von 2125 kg/qcm.

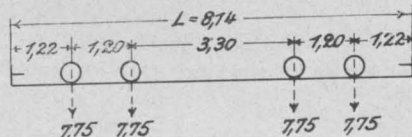
Die statische Untersuchung für jedes einzelne Widerlager ist graphisch durchgeführt. Die Bodenpressungen ergeben sich für das linke Widerlager bei voller Verkehrslast zu höchstens 5,7 kg/qcm (Fels) für das rechte zu 3,75 kg/qcm; die Widerlager-Fundamente sind auf 14 m verbreitert.

Die Architektur ist dem konstruktiven Elemente der Brücke angepaßt. Die großzügigen einfachen Formen sollen formgerechte Bearbeitung erfahren und es soll sich die Gesamtform dem Landschaftsbild gut eingliedern. Die Stirnmauern sind aus architektonischen Gründen undurchbrochen angeordnet. Die Brüstungen wurden, um den freien Ausblick über den Fluß zu erhalten, in einfacher Eisenausführung vorgesehen. Vorgeschlagen wird noch eine korbogenartige Endigung des Gewölbes, sofern seitens der Wasserbaubehörde dies gestattet wird.

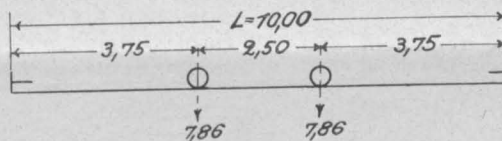
Die Beurteilung durch das Preisgericht erkennt die in allen Teilen in mustergültiger Weise durchgeführte statische Untersuchung des ganzen Brückenbauwerkes an. Welche Form der Kragarme endgültig gewählt werden wird, soll besonderen Erwägungen im Hinblick auf die Unterbringung der Versorgungsleitungen in den Uferstraßen vorbehalten bleiben. Das Preisgericht empfiehlt,



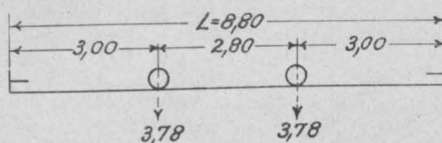
a. Elektromotive 35 t.



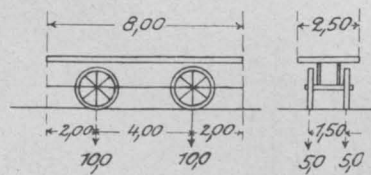
b. Elektrische Lokomotive 31 t.



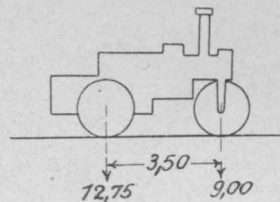
c. Motorwagen leer 12,5 t
vollbes. 43 Personen 3,22 t
Gesamt-Gewicht 15,72 t



d. zweiachsiger Anhängerwagen.
leer 4,4 t
vollbes. 42 Personen 3,15 t
Gesamt-Gewicht 7,55 t



e. 20 t-Lastwagen.



f. Dampfwalze.

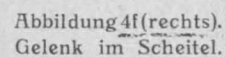
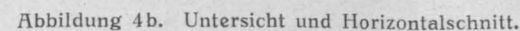
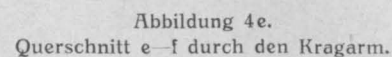
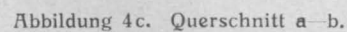
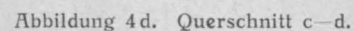
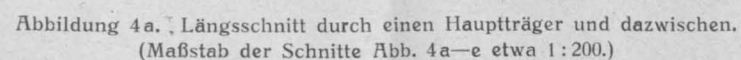
Bemerkung zu Abb. a-d.
Straßenbahn-Betriebsmittel.
L = freie Länge zwischen den Puffern.

Abb. 3a-f.
Schema der der Berechnung zugrunde zu legenden Verkehrs-Lasten.

durch Verwendung von Beton und Eisenschrott anstelle der im Entwurf vorgesehenen Kiesauffüllung, die Länge der Kragarme nach Möglichkeit zu kürzen. Das rechte Widerlager, welches auf Kiesboden gegründet ist, könnte mit Rücksicht auf die Gleitfahr noch etwas verbessert werden. Gegen die Anordnung der Revisionskanäle bei den Kämpfergelenken hat das Preisgericht keinerlei Bedenken zu erheben. Die mit 97200 M. veranschlagten Baukosten wurden für angemessen und im Vergleich mit den übrigen für die Ausführung in Betracht kommenden Entwürfen als wirtschaftlich bezeichnet. Die architektonische Ausgestaltung des Brückenbauwerkes sei einfach und schlicht; als Brücke mit eisernem Geländer stelle sie eine gute architektonische Lösung dar.

Das Preisgericht beschloß einstimmig, den vorstehend beschriebenen Entwurf als den besten der eingereichten Entwürfe der Stadtverwaltung für die Ausführung zu empfehlen.

2. Entwurf mit dem Kennwort „Vorstadt“. Verfasser: Firma Hüser & Cie. in Oberkassel (Siegkreis) in Verbindung mit dem Arch. H. Müller-Erkelenz in Köln. Vergl. Abb. 6, S. 57 und 7b-7f in der folgenden Nummer.



Maßstab 1 : 25.

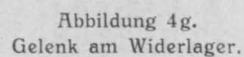


Abbildung 4a—g. Entwurf mit dem Kennwort „Freier Flußblick.“
Verfasser: A.-G. Wayss & Freytag in Neustadt a. d. Haardt und Architekt Professor Bonatz in Stuttgart.
Zur Ausführung bestimmter Entwurf.

Engerer Wettbewerb um Entwürfe zu einer Brücke über die Enz im Zuge der Benckiser Straße zu Pforzheim.

Die Lösung der Aufgabe, die Enz in einer einzigen Oeffnung ohne Zwischenpfeiler zu überspannen, ist in diesem Entwurf mit Hilfe eines flachen Gewölbes angestrebt. Der Scheitel der Brücke ist aber etwas höher gelegt worden, als in den Unterlagen zum Wettbewerb. Ein Bild des Entwurfes gibt die Abbildung 6, S. 57, wieder.

Stärke des Gewölbes beträgt im Scheitel 0,70, am Rämpfer 0,90, in $\frac{1}{4}$ der Spannweite 1,10 m.

Um den Schub infolge Eigengewicht zu verringern, ist das Gewölbe im mittleren Teile in einzelne Rippen aufgelöst, die in der oberen Leibung durch eine 20 cm starke Platte verbunden und durch 6 Querrippen gegeneinander

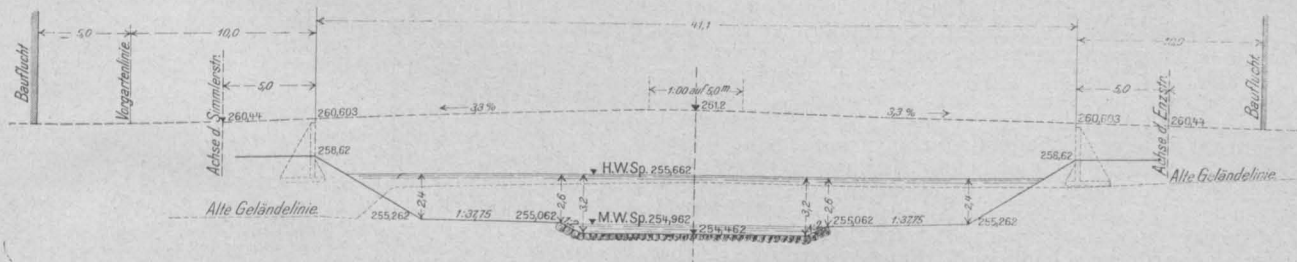


Abbildung 2. Querschnitt durch die regulierte Enz und die Uferstraßen im Zuge der geplanten Brücke.

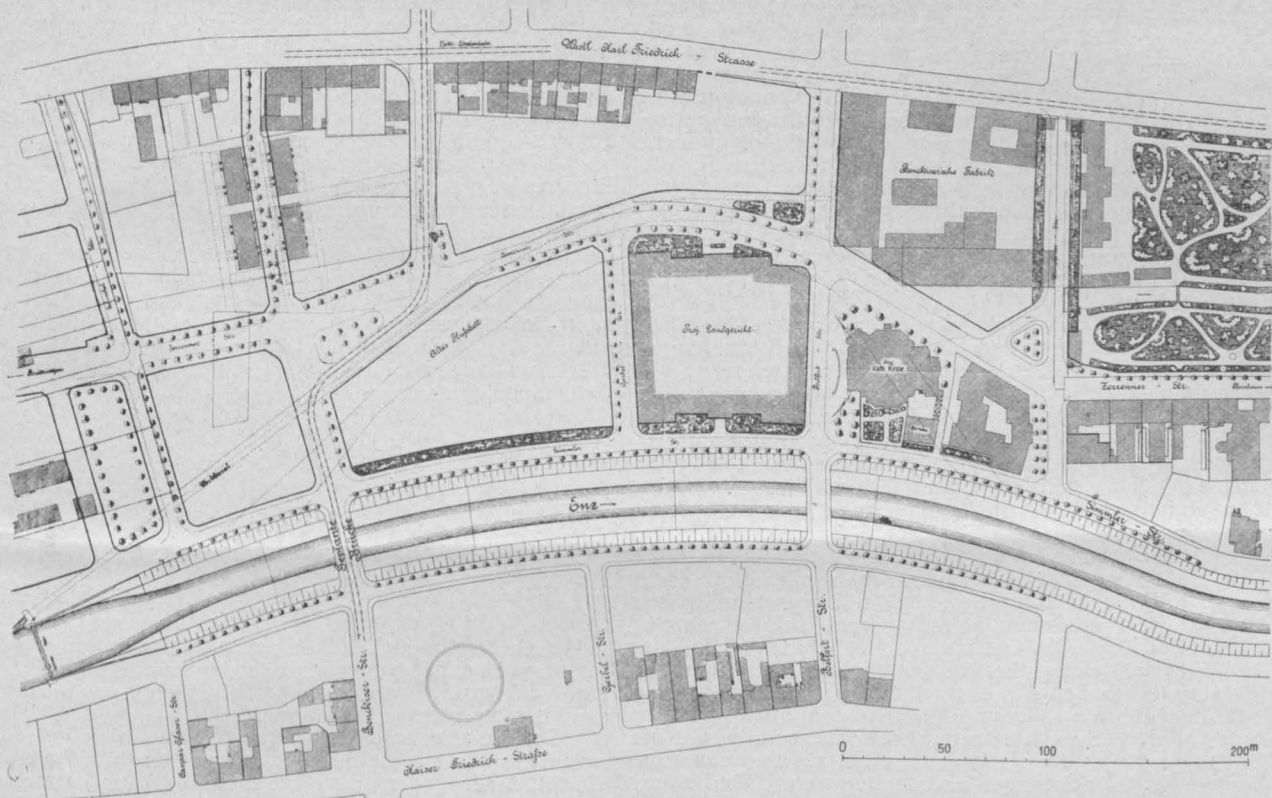


Abbildung 3. Lageplan für die Umgebung der geplanten neuen Brücke im Zuge der Benckiser Straße.

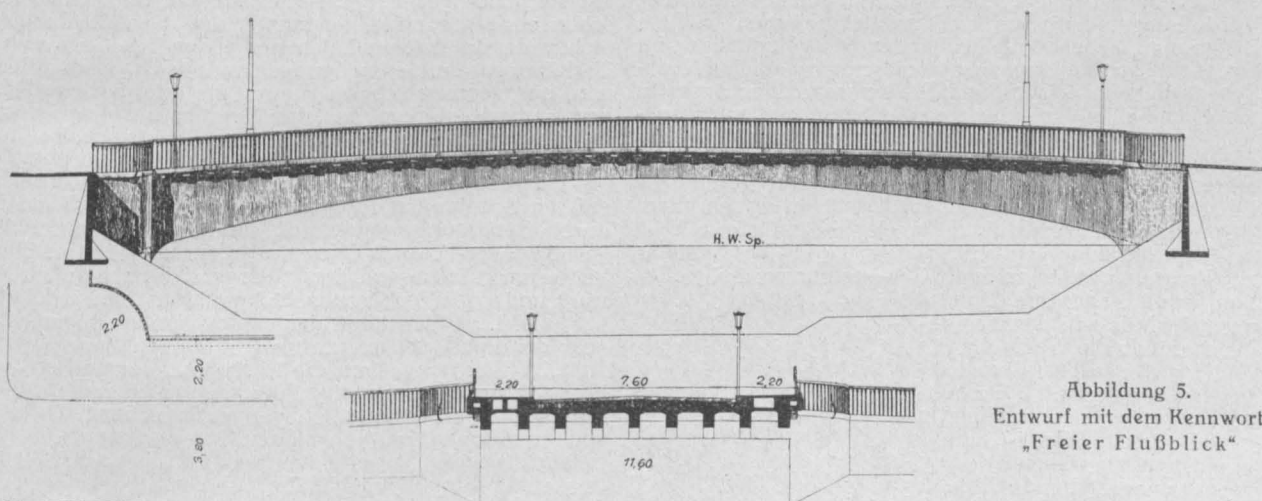


Abbildung 5.
Entwurf mit dem Kennwort
"Freier Flußblick"

Zur Ausführung bestimmter Entwurf der A.-G. Wayss & Freytag in Neustadt a. d. H. und Prof. Bonatz in Stuttgart.

Das Gewölbe wird mit Rücksicht auf das flache Pfeilverhältnis als Bogen mit 3 Gelenken ausgebildet. Die Stützweite zwischen den Kämpfergelenken ergibt sich zu 38,05 m. Um an Pfeilhöhe zu gewinnen, ist das stählerne Scheitelgelenk um 10 cm nach oben verschoben. Das Pfeilverhältnis wird hierbei 1:12,7 der Stützweite. Die

abgesteift sind. Die beiden Querrippen im Scheitel sind besonders kräftig ausgebildet, um den Druck des Stahlgelenkes sicher auf die Rippen zu übertragen. Nach dem Kämpfer hin ist die obere Platte allmählich verstärkt, bis schließlich der volle Gewölbequerschnitt erreicht ist. —

(Fortsetzung folgt.)

Das Gewölbe-Expansionsverfahren (Patent Buchheim & Heister).

Von Dr.-Ing. R. Färber, Ober-Ingenieur der Fa. Buchheim & Heister in Frankfurt a. Main.

Das Verständnis für die Gefahren, die das eingespannte Gewölbe in sich birgt, ist nicht erst in neuester Zeit erwacht. Ein lehrreiches Beispiel dafür beschreibt Castigliano schon i. J. 1879.¹⁾ Es handelt sich um eine flache, 45 m weit gespannte Straßenbrücke bei Turin, welche ganz aus Granitquadern erbaut worden war. Die keilförmigen Werksteine waren auf dem Lehrgerüst ohne Mörtelfugen dicht nebeneinander versetzt worden, nur die ersten Fugen in der Nähe der Kämpfer, sowie eine Anzahl Fugen im Scheitel hatten Mörtelreinlagen erhalten. Die Ausrüstung soll absichtlich erfolgt sein, ehe der Mörtel in diesen Fugen gut abgebinden hatte. Diese Lösung ist nun offenbar einer deutlichen Vorstellung des Erbauers von den zu erwartenden Verdrehungen entsprungen, deren schädliche Wirkungen durch die weichen Mörtelzwischenlagen gemildert werden sollte. Castigliano berechnet mit Hilfe seines Gesetzes vom Kleinstwert der Formänderungsarbeit, daß die Randspannung bei Vollbelastung durch die beschriebene konstruktive Maßnahme von 60 auf 40 kg/qcm herabgedrückt worden sei. Ueberlegt man aber, daß seine Voraussetzung einer rein elastischen Verkürzung der Gewölbeachse nicht zutreffen kann, weil es praktisch nicht möglich ist, solche Keilsteine mathematisch genau eben zu bearbeiten und vollkommen dicht an dicht zu versetzen, so kommt man zu dem Schluß, daß die Randspannung viel größer gewesen sein muß, daß das Bauwerk also seinen Bestand weniger den weichen Mörtelfugen als der hohen Festigkeit des Granits verdankte, und daß es ein Glück für den Erbauer war, daß man die übermäßigen Spannungen wenigstens nicht sehen konnte.

Oft genug freilich ist es bei eingespannten Gewölben auch soweit gekommen, daß augenfällige Ribbildungen die Tatsache der Ueberlastung der gedrückten Gewölbekanten handgreiflich bewiesen haben. Man wurde zu der Einsicht gedrängt, daß den eingespannten Bögen eine unüberwindliche Neigung zu Drehungen um die Kämpfer- und Scheitelfugen anhaftet, und kam so zu Anfang der achtziger Jahre vor. Jahrh. darauf, durch Einlage von Gelenken in diese Fugen die für unvermeidlich angesehenen Drehungen in einer unschädlichen Weise zu ermöglichen. Zweifellos war der dadurch erzielte Vorteil so groß, daß die Einführung des Dreigelenkbogens zunächst mit Recht als ein Fortschritt im Gewölbebau angesehen werden durfte. Bald erkannte man aber auch seine Nachteile. Man fand, daß die Grenzwerte der Momente aus der Verkehrslast viel größer werden als beim eingespannten Bogen, ferner daß der Dreigelenkbogen gegen Fehler in der Bogenform weit empfindlicher ist und im Betrieb eine viel größere Scheitelbewegung erfährt, endlich daß die Kosten sachgemäßer Gelenke mit den zugehörigen Ausdehnungs-Vorrichtungen und der teureren Unterhaltung erheblich ins Gewicht fallen.

Man erkannte ferner, daß bei schiefen Brücken trotz der Gelenke erhebliche Zusatzspannungen aus Gewölbe-Verdrehungen auftreten, und mußte die unangenehme Erfahrung machen, daß sich bei den Dreigelenkbögen im Gegensatz zu den eingespannten der Schub infolge Nachgebens der Widerlager und Pfeiler vergrößert, was in manchen Fällen ein immer weiter fortschreitendes Ausweichen der letzteren zur Folge haben kann. Eine der ersten Aufgaben, welche dem Gewölbe-Expansionsverfahren in der Praxis gestellt wurden, war gerade die Wiederherstellung einer in einem derartigen fortschreitendem Absinken begriffenen Dreigelenkbogenbrücke.²⁾

Man hat dann versucht, die Vorteile beider Systeme zu vereinigen, indem man die Gelenke nur vorläufig offen ließ, später aber mit Zement ausfüllte. Indessen hat man dadurch mehr die Nachteile als die Vorteile beider Konstruktionsweisen vereinigt. Die Mitwirkung des nachträglich in den durch ein Gelenk G unterbrochenen Gewölbbeteil $abcd$, vergl. nebenstehende Abb. 1, eingegossenen Zementmörtels ist nämlich, wie die folgende Ueberlegung zeigt, so unsicher, daß man sie nur insoweit berücksichtigen darf, als sie dem Bogen nachteilig werden kann. Wäre die Lamelle $abcd$ von vornherein ausbetoniert gewesen, so würden sich bei wechselnder Stellung der Verkehrslast Änderungen der Randspannungen und infolgedessen der Länge der Strecke

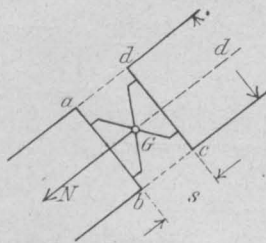


Abbildung 1.

ad bzw. bc ergeben haben, welche praktisch etwa $\frac{1}{2}$ bis 3 Zehntausendstel ausmachen. Dies ist aber ungefähr auch das Schwindmaß der nachträglich ausgegossenen Lamelle und daraus folgt, daß diese durch die wechselnde Verkehrslast überhaupt nicht mit Sicherheit in Spannung gesetzt wird. Man muß also mit der Wahrscheinlichkeit rechnen, daß das Gewölbe dauernd als Dreigelenkbogen wirkt, ohne jedoch die sichere Gewähr dafür zu haben. Man muß demnach Berechnung und Konstruktion sowohl für einen Dreigelenkbogen als auch für einen eingespannten Bogen durchführen und in jeder Fuge dem ungünstigsten Ergebnis Rechnung tragen. Besondere Schwierigkeiten entstehen ferner bei durchlaufenden Eiseneinlagen, die in den Gelenkfugen gestoßen werden müssen, sowie bei schlechter Zugänglichkeit der Gelenke zum Zweck des nachträglichen Ausfüßens.

Praktisch verbleiben also nur die beiden Konstruktions-Typen „Eingespannter Bogen“ und „Dreigelenk-Bogen“³⁾, von denen jeder seine ihm eigentümlichen Vorzüge und Nachteile hat, so zwar, daß dem eingespannten Bogen in der überwiegenden Mehrzahl der Fälle der Vorrang zukommt, sobald es möglich ist, die bisherige Unsicherheit zu beseitigen. Hier setzte nun das vom Verfasser ausgearbeitete Gewölbe-Expansionsverfahren ein. Während die Einlage von 3 Gelenken zwar die Verdrehungen der Gewölbehälften ermöglicht, dabei aber den Charakter der Konstruktion nachteilig ändert, beseitigt das Gewölbe-Expansionsverfahren die innere Ursache der Verdrehungen und damit natürlich letztere selbst. Damit hat es folgende Bewandnis: sobald der Schub im Scheitel erstmals auftritt, schiebt sich jede Gewölbehälfte in ihrer Längsrichtung um das Schwindmaß zusammen und verkürzt sich dann elastisch unter der Wirkung der entstandenen Stützlínienkraft. Auch wird das Widerlager nach außen gedrückt und u. Umst. auch verdreht. Wären also die beiden Gewölbehälften von einander unabhängig, so würde sich

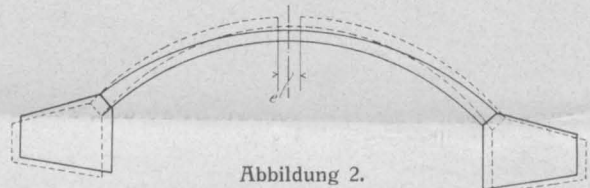


Abbildung 2.

jede derselben unter der Wirkung des Schubes vom Scheitel fort nach außen bewegen, sodaß im Scheitel eine die Gesamtverkürzung in sich vereinigende Lücke, wie in Abb. 2 punktiert gezeichnet, entsteht.

Da nun aber beim bisherigen Verfahren der Gewölbeschub nur durch die unmittelbare Druckwirkung der einen Gewölbehälfte gegen die andere entstehen kann, so müssen beide nach abwärts gerichtete Drehungen ausführen, damit sich die Lücke wieder schließt, oder besser gesagt, damit sie gleich garnicht zustande kommt, und man sieht schon ohne besondere Rechnung, daß diese Drehungen nicht widerstandslos möglich sind. Je größer die Gesamtverkürzung e und je flacher das Gewölbe ist, desto größer wird aus geometrischen Gründen die erforderliche Drehung, und je stärker man das Gewölbe ausbildet, desto mehr vergrößert man seine innere Starrheit, also den Widerstand, welchen es der Verdrehung entgegensetzt.

Das Gewölbe-Expansionsverfahren besteht nun darin, daß der Schub nicht durch Senken des Gerüsts, sondern durch Betätigung wagrechter, im Scheitel eingesetzter Druckwasser-Pressen erzeugt wird, sodaß jede Gewölbehälfte unabhängig von der anderen sich nach außen bewegt, und so die Verkürzungslücke e , deren Unterdrückung das unsichere Verhalten der eingespannten Bögen verschuldet hat, wirklich zustande kommen kann (vergl. Abb. 2). Füllt man dann die Lücke mit Baustoff aus, so hat man nach Herausnahme der Pressen einen den rechnermäßigen Voraussetzungen entsprechenden eingespannten Bogen, frei von all den Zusatzspannungen, die bisher die Sicherheit und den Bestand solcher Konstruktionen sehr empfindlich gefährdet haben.

Der Grundgedanke der neuen Erfindung ist also gewiß recht einfach; die praktische Durchführung ist erprobt und bereitet heute keine Schwierigkeiten mehr; doch ist dabei

¹⁾ Castigliano, Théorie de l'équilibre des systèmes élastiques. Turin 1879, S. 458.

²⁾ Vergl. „Mitteilungen“ Jahrg. 1914, S. 137.

³⁾ Abgesehen von den im Gewölbebau seltenen Zwei- und Eingelenkbögen, welche jedoch ebenfalls wie der eingespannte Bogen statisch unbestimmt sind.

Manches zu beachten, was in dem einfachen Grundgedanken nicht zum Ausdruck kommt und worüber in Folgendem noch einige Mitteilungen gemacht werden sollen.

Es sind Pressen von 60 und 270 t Tragkraft mit patentierten Vorrichtungen zur Sicherung genau achsialen Vorschubes verwendet; die zweite Größe reicht z. Zt. für die meisten praktischen Fälle aus. Sie besitzt 80 cm Länge zwischen den Preßplatten, es muß also im Scheitel eine 80 cm breite Lücke für die Pressen ausgespart werden, welche bei schiefen Gewölben staffelförmig verläuft, so daß die Pressen parallel zur Gewölbestirn wirken. Dadurch wird auch die sonst unvermeidliche Unsicherheit über die Druckrichtung im schiefen Gewölbe⁴⁾ beseitigt. Die beiden 45·45 cm großen Preßplatten sind kugelig gelagert; die Drehpunkte liegen mitten in den Ebenen der Preßplatten. Sämtliche Pressen werden mittels gemeinsamer Leitung an eine Druckpumpe angeschlossen. Die praktische Wirkung ist also die einer zwischen

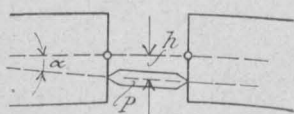


Abbildung 3.

die beiden Gewölbehälften gespannten, aktiv drückenden Reihe von Pendelstützen P (vergl. Abbildung 3), die jeder der beiden Gewölbehälften gestattet, unabhängig von der anderen diejenige Lage einzunehmen, welche der von allen Zusatzspannungen freien Entwicklung der rechnermäßigen Stützlinie entspricht. Da man den Scheiteldruck nach Größe (P), Angriffspunkt (h) und Richtung (α), vergl. Abbildung 3, frei wählen kann, so folgt, daß man die Anforderung der statischen Berechnung, für jeden Belastungs- und Temperaturzustand verwirklichen kann, bei dem man die Expansion vornehmen will.

Die von den Pressen ausgehende Drucklinie kann man, um ein zeitgemäßes Bild zu wählen, mit der an der Geschützöffnung entspringenden Geschosbahn vergleichen. Wie letztere auch bei sorgfältigster Einstellung vor dem Einschießen keinen ganz genauen Einschlag verbürgt, so bedarf auch der Drucklinienverlauf einer Kontrolle, mit anschließender Feineinstellung von Pressendruck und Pressenrichtung. Hierfür sind vom Verfasser besondere Instrumente — Drucklinien-Prüfer — konstruiert worden, welche an den Gewölbestirnen befestigt werden und deren Zeiger ausschlagen, sobald die Drucklinie an den betreffenden Stellen sich von der Gewölbemitte entfernt. Abbildung 4 zeigt die Ausbildung des Drucklinien-Prüfers. Seine Befestigung erfolgt mit Hilfe der Verbindungs konstruktion V, welche an einem 50 mm aus der Gewölbestirn hervor stehenden, im Mittelpunkt der zu beobachtenden Fuge angebrachten 3/4 zölligen Schraubenbolzen S angebracht wird, und die gestattet, daß Instrument mittels der Druckschraube Q fest gegen die Gewölbestirn zu pressen. Dabei drücken sich die mit gehärteten Spitzen versehenen Schrauben A, B, C und D oberflächlich in die Gewölbestirn ein, wodurch sie gezwungen werden, die elastischen Bewegungen derselben mitzumachen und auf die Traversen X und Y zu übertragen.

Wenn nun die Stützlinie mit der Gewölbestirn zusammenfällt, so werden sich die Punkte A und C, sowie B und D um gleiche Beträge einander nähern; sobald dann aber ein Biegemoment hinzutritt, also ein Ausweichen der Stützlinie aus der Mitte z. B. nach der Seite der Punkte A, C stattfindet, so werden sich letztere einander weiter nähern, die Punkte B, D aber werden sich um das gleiche Maß von einander entfernen. Diese kleinen Bewegungsunterschiede zeigt der Drucklinien-Prüfer mit 250 facher Vergrößerung an, und man findet durch Rechnung, daß ein noch eben meßbarer Ausschlag des Zeigers um 1/10 Teilstrich einen Unterschied der oberen und unteren Randspannung von ($dE : 400$) kg/qcm anzeigt, wobei d die Gewölbestärke an der betreffenden Stelle in Metern und E den Elastizitätsmodul in t/qcm bedeutet.

Bei 1 m Gewölbestärke kann man also noch Unter-

schiede in der Randspannung an beiden Leibungen von 1 kg/qcm erkennen. Befestigt man nun die Drucklinien-Prüfer an den Punkten der Gewölbestirn, die bei Vornahme des Expansionsverfahrens kein Biegemoment erhalten sollen, also in Schnittpunkten der Drucklinie und der Gewölbeachse, so hat man den Pressendruck nach Größe und Richtung so zu regeln, daß die Zeigerausschläge der 4 Drucklinien-Prüfer an den beiden Stirnen der linken und rechten Bogenhälfte verschwinden. Im allgemeinen ist es jedoch praktischer, die Instrumente in beliebigen, bequem zugänglichen Gewölbefugen in der Nähe der Kämpfer anzubringen, womöglich in solchen, welche in der statischen Berechnung ohnehin behandelt sind (z. B. Fuge 8 oder 9), und die Pressen so zu

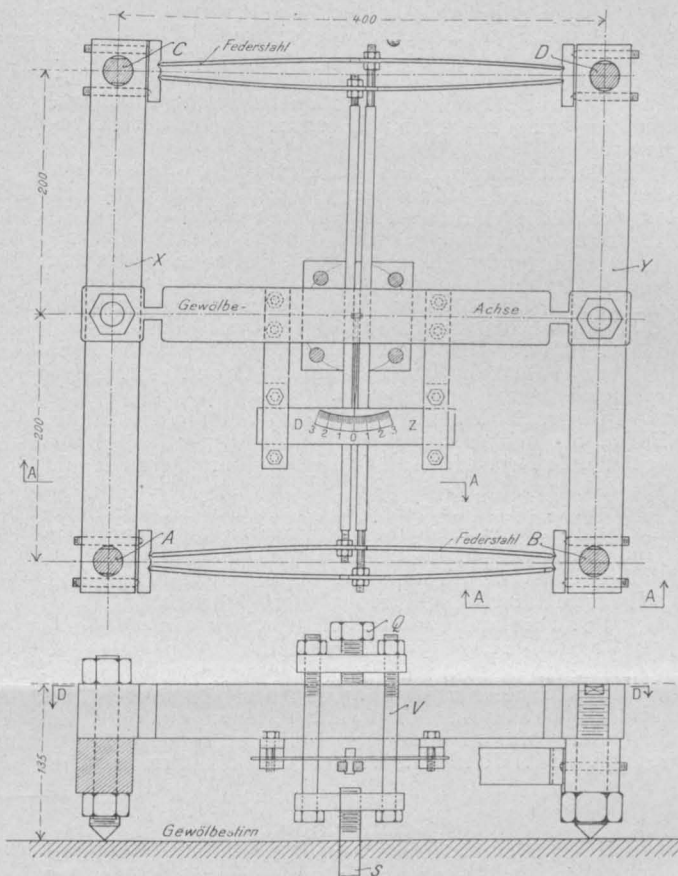


Abbildung 4. Drucklinien-Prüfer.

regeln, daß man Zeigerausschläge erhält, welche den rechnermäßigen Biegemomenten in den betreffenden Fugen entsprechen. Zur Sicherstellung der Beobachtungs-Ergebnisse empfiehlt es sich, bei Ausführung des Bogens an den Meßstellen 60 cm breite Lamellen auszusparen, die erst geschlossen werden, wenn alle übrigen Gewölbeteile mit Ausnahme der Scheitel-Lamelle betoniert sind.

Die Ausrüstung des Gewölbes mittels des Gewölbe-Expansionsverfahrens kann erfolgen, sobald die nötige Festigkeit — am besten mit Hilfe der Reform-Prüfmaschine — ermittelt ist. Da man keine unberechenbaren Zusatzspannungen zu befürchten hat, so genügt eine geringere Festigkeit, sodaß man das Lehrgerüst früher frei bekommt als bisher. Man setzt die nötige Anzahl Pressen zunächst in Scheitelmitten ein, hebt den Bogen soweit an, daß das Lehrgerüst herausgenommen werden kann, und regelt dann den Pressendruck so, daß die vorher angebrachten Drucklinienprüfer keinen Zeigerausschlag ergeben. Man braucht also keine kostspieligen Vorkehrungen für das Senken des Lehrgerüsts, kommt vielmehr auch bei großen Spannweiten mit einfachen Keilen aus, deren Entfernung ohne besondere Sorgfalt möglich ist. —

(Schluß folgt.)

⁴⁾ Vergl. hierüber C. Busemann, Untersuchungen über die Kraft- richtung im schiefen Gewölbe, Berlin 1910.

Das technische Laboratorium der Tiefbauverwaltung Charlottenburg im Geschäftsjahr 1914.

Vom Magistratsbaurat Hugo Schmidt. (Schluß).

Bei der Beurteilung von 5 Sorten Holzpflaster war der Nachweis wichtig, daß die Imprägniermittel bis ins Innerste der Holzklotze gedungen waren. Holzpflaster-Fugenausgüsse wurden in einer Reihe von Fäl-

len auf leichtflüchtige Oele, Phenole und Kresole untersucht, nachdem sich hier herausgestellt hatte, daß durch Verdunstung dieser Stoffe die Straßen-Bepflanzung sehr beschädigt werden kann.

In 34 anderen Fällen war an Teer und Teerpräparaten festzustellen, ob sie zur Durchtränkung und zur Oberflächenunterierung von Chausseen geeignet sind. Ein Teerpräparat mußte wegen zu hohen Gehaltes an giftigen, pflanzenschädlichen Stoffen beanstandet werden.

Unter den 8 Linoleumsorten, die zur Begutachtung eingegangen waren, wurde nach dem im Jahresbericht 1913/14 kurz mitgeteilten Verfahren wiederum diejenige als beste befunden, die sich bisher den anderen überlegen gezeigt hatte. Ein linoleumähnliches Korkparkett konnte günstig begutachtet werden, da es warm und geräuschlos und elastisch ist, und keine stärkere Abnutzung als gutes Linoleum hat. Bei einer anderen Marke von Linoleum-Korkfußboden, für Schulgebäude angeboten, handelte es sich um keine linoleum- oder korkähnliche Masse, obgleich sie äußerlich ganz den Anschein erweckte. Sie bestand aus Sorel-Zement (Magnesit und Chlormagnesium), Sägespänen, Holzmehl, etwas Kork und Oel. Sie hatte einen 8 mal größeren Schleifverlust als Linoleum. Große Abnutzung und unerträgliche Staubentwicklung wäre bei ihrer Verwendung zu erwarten gewesen.

Das Abwasser der städtischen Kanalisation wurde 23 mal auf Fett und 1 mal auf Seife untersucht. An Fett wurden im Mittel 67 mg und an Seife 22 mg in 1 l Abwasser gefunden. Soweit das Fett nicht als zusammenhängende Masse an der Oberfläche schwamm, war es durch die Gegenwart der Seife und von Eiweiß in allen Wasserschichten in gleicher Menge emulgiert. In 75 Fällen wurden die Abflüsse des Rieselfeldes auf den Grad ihrer Reinigung geprüft. Ferner waren eine Reihe von Fabrikabwässern, Brunnen-, Grund- und Kesselspeisewässern zu untersuchen.

In einer Schule entwickelte sich auffällig viel Staub. Es konnte nachgewiesen werden, daß der sich stark abschleifende Terrazzofußboden der Flure hieran schuld war.

Platten, die zur Isolation als Decken-Zwischenlage dienen sollten, waren aus gepreßtem Torf und Braunkohlen-Teerdestillaten hergestellt. Sie erfüllten ihren Zweck und erwiesen sich außerdem als schwer entzündlich und wenig feuergefährlich.

An schmiedeeisernen Röhren in einem Wasser vorwärmer zeigten sich warzenartige Ansätze, unter denen die Röhren stets angefressen, teilweise auch vollständig durchlöchert waren. Die Warzen bestanden ausschließlich aus Eisenoxyd und Eisenoxydul. Die Erscheinung war nicht auf Materialfehler, sondern auf das Umspülen der Röhren mit Wasser zurückzuführen, welches

Vermischtes.

Ueber die wirtschaftlichen Vorteile der Asbeston-Schwellen im Eisenbahnbau verbreitet sich Geh. Brt. Wambgans in der vom „Verein Deutsch. Ing.“ herausgegebenen Zeitschrift „Technik und Wirtschaft“ vom März 1916, 3. Heft. Die von der Fa. Rud. Wölle in Leipzig konstruierte Schwelle unterscheidet sich von anderen Eisenbahnschwellen bekanntlich dadurch, daß am Auflager der Schienen in den Schwellenkörper ein größerer Asbestonkörper einbetoniert ist, in welchen die Schienenbefestigung eingreift. Es wird damit der Mangel der starren Verbindung der Schienen und Schwellen, sowie des unelastischen Auflagers vermieden, ohne daß jedoch der innige Zusammenhang zwischen Auflager und Schwelle zerstört wird, wie das z. B. bei Holzeinlagen der Fall ist, die leicht locker werden.

Nach den Ausführungen der genannten Quelle sind bei einer 2,7 m langen Asbeston-Schwelle für Normalspur und 8 t Raddruck die Herstellungskosten nur wenig höher als bei Eisenschwellen. Verringert man den Umfang des Asbestonkörpers, der jetzt fast den ganzen Querschnitt der Schwelle bei etwa 35 cm Länge ausfüllt, durch Teilung derart, daß für jede Schwellenschraube ein besonderer Dübel entsteht und nur eine dünne verbindende Auflagerplatte aus Asbeston darüber gestreckt wird, was für Gleise, die mit geringer Geschwindigkeit befahren werden, jedenfalls zulässig ist, so lassen sich die Kosten so herabdrücken, daß sie nicht höher werden als diejenigen einer Eisenschwelle. Weitere Ersparnisse lassen sich aber noch dadurch erzielen, daß die größere Festigkeit des Betons gegenüber dem Holz eine geringere Auflagerbreite zuläßt und die größere Haftung der Schrauben im Asbeston eine Verringerung ihrer Anzahl von 3 auf 2. Verfasser kommt unter diesen Voraussetzungen zu einem Schwellenpreis von 8,17 M. für Asbeston (6,86 M. bei Teilung des Auflagers in Dübel), gegenüber 8,66 M. einer mit Rippen versehenen Eisenschwelle und 7,53 bzw. 8 M. für eine getränkte Eichen- bzw. Buchenschwelle. Außer den

als Oberflächenwasser viel Sauerstoff und Kohlensäure gelöst enthielt, die ihrerseits den Angriff verursachten.

Eine Anzahl von Stahldrahtseilen mit Hanfseele zum Aufhängen von Bogenlampen über dem Mittel-Fahrdamm der Berliner Straße wurden außer auf Zugfestigkeit in einer neuen Dauerversuchsanlage darauf geprüft, wieviel mal sie sich mit der einer Bogenlampe entsprechenden Belastung von 20 kg über normale Aufhängungsrollen von 10 cm Dm. mit 1 m/Sek.-Geschwindigkeit bis zum Bruch auf- und abführen ließen. Das Ergebnis war folgendes:

Nr.	Gesamtstärke mm	Zahl der Litzen	Zahl der Drähte in d. Litzen	Gesamtzahl der Drähte	Durchm. d. Einzeldrähte mm	Gesamtquerschnitt m ²	Bruchb. Zerreißversuch kg	Bruchb. Dauer-versuch Touren
I	5	6	7	42	0,50	8,23	932	18860
II	7	6	10	60	0,50	11,76	1132	34880
III	5	7	12	84	0,30	5,96	865	67461
IV	7	6	10	60	0,50	11,76	1438	17480

Bei diesen Versuchen kamen natürlich nur die Festigkeitseigenschaften, dagegen nicht die zerstörenden Einflüsse von Wind und Wetter zur Geltung, welche die Widerstandskraft der Seile wesentlich herabsetzen. Unter Berücksichtigung der für dünne Drähte schwerer ins Gewicht fallenden Rostgefahr konnte das aus 0,3 mm-Drähten bestehende Seil III, welches im Laboratoriumsversuch am widerstandsfähigsten war, nicht empfohlen werden, vielmehr das Seil II, welches aus stärkeren (0,5 mm) Drähten bestand, gleichwohl aber noch eine große Biegsamkeit hatte.

Die Zahl der Untersuchungen auf Antrag von städtischen Bau- oder Betriebsverwaltungen erreichte wegen ihrer infolge des Krieges eingeschränkten Tätigkeit und der Inanspruchnahme zweier Hilfskräfte durch Heeresdienst im verflossenen Jahr nicht ganz die des Vorjahres. Einen größeren Raum nahmen dafür wissenschaftliche Untersuchungen ein, die sich hauptsächlich auf Gußasphalt, auf die Verwendbarkeit von Teer zu Straßenbauzwecken, Abwasserreinigung und wirtschaftliche Zusammensetzung von Beton erstreckten. Bezüglich der Arbeiten über Stampfasphalt, Gußasphalt und Teer für Straßenbauzwecke wird auf die im Carl Heymann-Verlag in Berlin, 1915 erschienenen Mitteilungen des technischen Laboratoriums „Die Untersuchung von Straßen-decken mit bituminösen und anderen Bindemitteln“ verwiesen. —

Herstellungskosten der Schwellen sind aber noch die Bettungskosten zu berücksichtigen und diese fallen zugunsten der Asbeston-Schwellen aus, weil deren großes Gewicht von 230 gegenüber 80 und 90 kg bei Holz- bzw. Eisenschwellen anstatt des Steinschlages die Verwendung von gesiebtem Kies zuläßt. Dadurch werden die Kosten für 1 m fertiges Gleis bei Verwendung von Asbeston-Schwellen um 7,3% gegenüber Buchenschwellen, 3,1% gegenüber dem Eisen herab gedrückt.

Außer den Herstellungskosten spielen aber gerade im Eisenbahnbau auch die Unterhaltungskosten eine wichtige Rolle. Diese stellen sich mit Rücksicht auf die sicherere Lage der schweren Eisenbahnschwellen um 110% billiger als bei Buchen-, 210% als bei Eisenschwellen, wie Verfasser durch Berechnungen darlegt. Durch die sichere Lage des Gleises werden nun auch noch die Fahrbetriebsmittel geschont. Nach den bisherigen Erfahrungen, die allerdings erst einige Jahre zurückliegen, also noch kein abschließendes Urteil gestatten, darf für die Asbeston-Schwelle auch eine wesentlich längere Lebensdauer als bei Holz- oder Eisenschwellen erwartet werden. Schließlich ist es vom volkswirtschaftlichen Standpunkt auch vorteilhaft, daß die Schwellen leicht überall an Ort und Stelle, wo sich Kieslager finden, hergestellt werden können und daß sie vorwiegend aus inländischem Baustoff erzeugt werden, während die Holzschwellen zumeist aus dem Ausland bezogen werden müssen. Bei dem infolge des Krieges eingetretenen Mangel an Holzschwellen, der jedenfalls nachhaltig sein wird, ist auch diese Frage von besonderer Wichtigkeit. —

Inhalt: Entwurf zu einer Eisenbeton-Brücke über die Enz im Zuge der Benckiser-Straße zu Pforzheim. — Das Gewölbe-Expansionsverfahren (Patent Buchheim & Heister). — Das technische Laboratorium der Tiefbauverwaltung Charlottenburg im Geschäftsjahr 1914. (Schluß.) — Vermischtes. —

Verlag der Deutschen Bauzeitung, G. m. b. H., in Berlin.
Für die Redaktion verantwortlich: Fritz Eiselen in Berlin.
Buchdruckerei Gustav Schenck Nachflg. P. M. Weber in Berlin.

DEUTSCHE BAUZEITUNG

MITTEILUNGEN ÜBER ZEMENT, BETON- UND EISENBETONBAU

* * * * *

UNTER MITWIRKUNG DES VEREINS DEUTSCHER PORTLAND-
CEMENT-FABRIKANTEN UND DES DEUTSCHEN BETON-VEREINS

XIII. Jahrgang 1916.

№ 9.

Entwurf zu einer Eisenbeton-Brücke über die Enz im Zuge der Benckiser-Straße zu Pforzheim.

Bericht über den engeren Wettbewerb. Von Stadtbaumeister S. Seibel in Pforzheim. (Fortsetzung.)

Zur Verminderung des Horizontalschubes sollen die Gewölbezwickel ebenfalls mit Leichtbeton ausbetoniert werden. Die Gewölbreite ist 12 m, d. i. gleich der Nutzbreite der Brücke. Es sind nur Brüstungen mit je 0,20 m Stärke vorgekragt. (Abb. 7 b, S. 66.)

Die Gelenke sind als Wälzgelenke ausgebildet und sollen für den Scheitel aus Siemens-Martin-Gußstahl, für die Kämpfer aus Eisenbeton hergestellt werden. Für die Kämpfergelenke, welche später der Untersuchung und Beobachtung fast völlig entzogen und der aufsteigenden Feuchtigkeit und Hochwasserspülungen ständig ausgesetzt sind, verwerfen die Entwurfsverfasser Stahlgelenke und wählen eine gegen Feuchtigkeit unempfindliche Bauweise. Es sind Eisenbeton-Wälzgelenke vorgeschlagen, da diese nach vielfachen Erfahrungen bei sorgfältiger Herstellung große Festigkeit und unbedingt gleichmäßiges Gefüge aufweisen. Die Ausbildung des Scheitelgelenkes (vgl. Abb. 7c, S. 66) erfolgt nach einer bei weitgespannten Bauten vielfach bewährten Form. Es ist dabei Rücksicht genommen auf unbedingte Sicherheit gegen die Möglichkeit des Abgleitens der beiden Gelenkhälften.

Die Widerlager müssen infolge der Flachheit des Gewölbes recht bedeutende Abmessungen erhalten; um ihre Länge einzuschränken, ist die Breite auf 17 m vermehrt, während das Gewölbe nur 12 m breit ist. Um ferner die End-Mittelkraft möglichst steil nach unten zu drücken und die Gleitsicherheit der Widerlager zu erhöhen, haben sie eine besondere Aufbetonierung durch Magerbeton erhalten. Die größten senkrechten Kantenpressungen auf Kiesboden sind 4,26 kg/qcm, während die mittlere Baugrund-Beanspruchung 3,18 kg/qcm nicht überschreitet.

Die Isolierung des Gewölbes soll mittels Asphaltgewebeplatten vorgenommen werden. Besondere Sorgfalt ist der Ueberbrückung und Abdichtung der Gelenkfugen zugewendet. (Abbildung 7c.)

Wegen der statischen Bestimmtheit der gewählten Gewölbe-Konstruktion gestaltete sich die Berechnung des Bauwerkes, welche in einwandfreier Weise nach bekannten Gesetzen durchgeführt wurde, sehr einfach. Die Beton-Druckbeanspruchung im Gewölbe erreicht nur an einer Stelle den Wert 50 kg/qcm. Die auftretenden Zugkräfte werden durch genügende Rundeisen-Bewehrung aufgenommen. Der Gewölbebeton soll in einer Mischung von 1 : 2 : 3

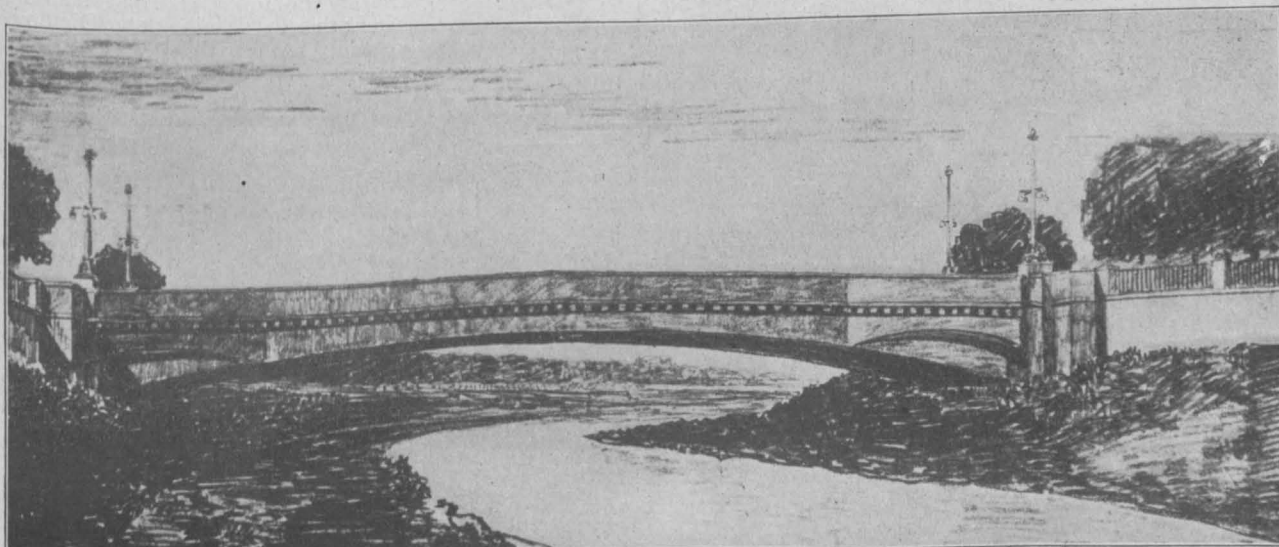


Abbildung 8. Entwurf mit dem Kennwort „Neue Form“. Verfasser: A.-G. Dyckerhoff & Widmann in Karlsruhe, Arch. Prof. Meißner zu Darmstadt. (Konstruktionszeichnungen S. 68.)

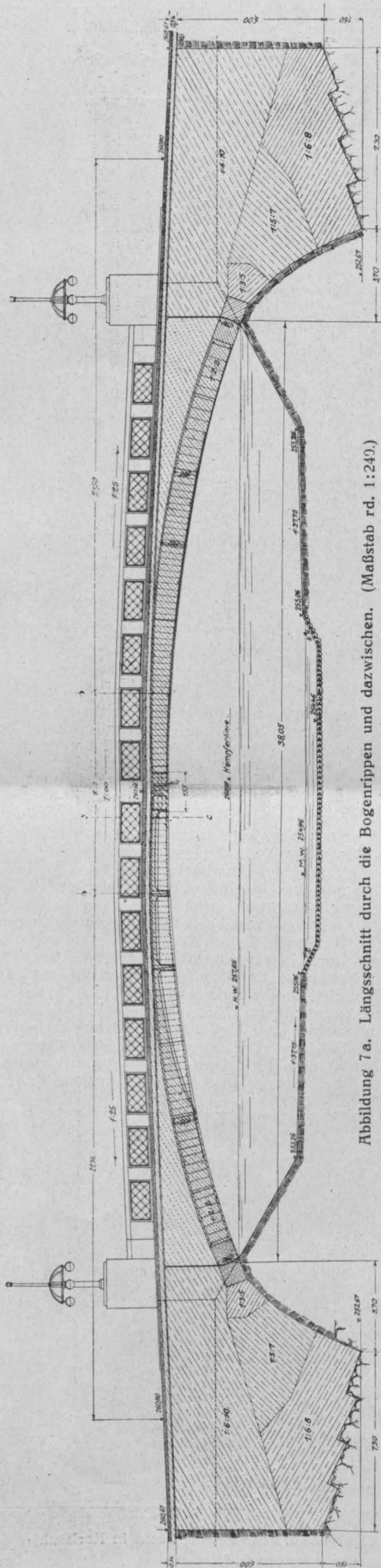


Abbildung 7a. Längsschnitt durch die Bogenrippen und dazwischen. (Maßstab rd. 1:240.)

Abbildung 7a-c. Entwurf mit dem Kennwort "Vorstadt". Verf. Hüser & Cie. in Oberkassel (Siegreis), Arch. Müller-Erkelenz in Köln a. Rh.

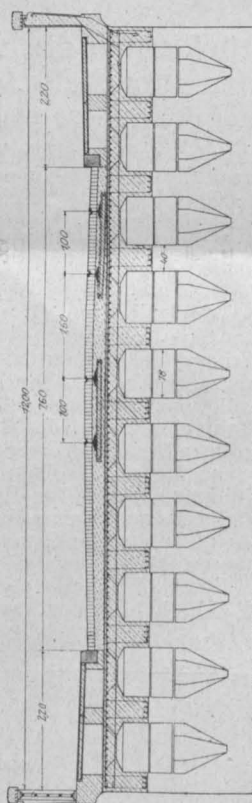


Abbildung 7b. Querschnitt c-d in der Nähe des Scheitels.

hergestellt werden und nach 28 Tagen eine Würfelfestigkeit von 250 kg/qcm aufweisen. Die Querbalken im Scheitel, welche den starken Druck des Scheitelgelenkes aufzunehmen haben, sind in einer Mischung 1:1,5:1,5 vorgesehen. Die Mischungsverhältnisse für den Widerlagerbeton sind so abgestuft, daß gegenüber der Bruchfestigkeit überall eine 6fache Sicherheit bestimmt zu erwarten ist.

Bei Berechnung nach der Hertz'schen Formel ergibt sich als größte Pressung der Kämpfergelenke (eisenbewehrte Beton-Wälzgelenke) 220 kg/qcm; für das Scheitelgelenk in Stahlguß beträgt die größte Gelenkdruck-Beanspruchung 3180 kg/qcm.

Für die Entwurfsverfasser waren bei Festlegung der Gewölbeform architektonische Erwägungen mitbestimmend. Bei der weiteren Ausgestaltung ist dann für sie das Bestreben maßgebend gewesen, die Brücke nicht zu schwer und wandartig im Stadtbild erscheinen zu lassen. Das soll dadurch erreicht werden, daß die Stirnwand am Ansatz der Brüstung durch ein kräftiges Gesims geteilt und die Brüstung selbst möglichst luftig ausgebildet wird, ohne ihr das Gepräge einer dem ganzen Bauwerk angemessenen Massigkeit zu nehmen. Die Brüstung wird daher in liegende Felder gegliedert und erhält Pfosten und Handleiste aus Eisenbeton und schwere eiserne Füllungen.

Ferner ist nach Ansicht der Entwurfsverfasser einem ästhetischen Mangel zu begegnen, der dadurch vorliegt, daß die Brücke kein sichtbares Widerlager hat und das Gewölbe sich in der Böschung verläuft. Es wurde daher die Widerlager-Verbreiterung auch im Aufgehenden durchgeführt und durch den auf Konsolen gelagerten Austritt noch verstärkt, um auch für das Auge das Gleichgewicht zwischen schiebenden und widerstehenden Massen verständlich zu machen.

Im gleichen Sinne wirkt die schwere Form des Lichtträger-Sockels und das an die Brücke unmittelbar anschließende wandartige Stück Brüstung auf den Stützmauern, die im Uebrigen einfachste, aus Pfosten und schweren Gasrohren bestehende eiserne Geländer erhalten sollen.

Sämtliche sichtbaren Betonflächen sollen einen Vorsatzbeton aus Muschelkalkstein erhalten, der mit Stockhammer, oder dem Scharrieseisen, steinmetzmäßig bearbeitet wird. Die Baukosten betragen 112 500 M.

Die Beurteilung des vorbeschriebenen Entwurfes durch das Preisgericht betont, daß dieser in konstruktiver und in statischer Hinsicht gut durchgebildet sei. Als Mangel desselben wird bezeichnet, daß das Straßen-Längenprofil um 46 cm gehoben ist, wodurch die anschließenden Straßen eine entsprechende Hebung erfahren müßten. Die großen Massen des Widerlagers, welche nahezu den ganzen Straßenkörper ausfüllen, erschweren die Unterbringung der notwendigen Versorgungs-Leitungen. Die architektonische Ausgestaltung des Entwurfes sei eine gute. Die Baukosten seien jedoch im Vergleich mit anderen Entwürfen als zu hoch zu bezeichnen. —

3. Entwurf mit dem Kennwort: „Neue Form“. Verfasser: Firma

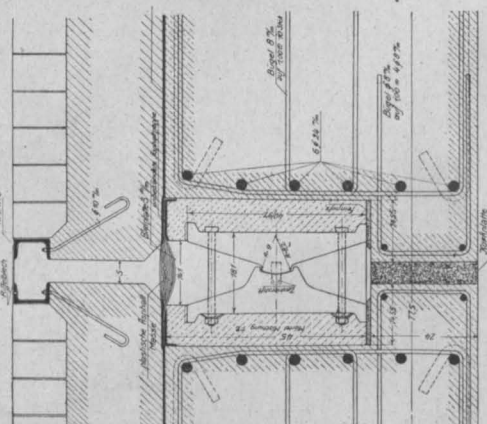


Abbildung 7c.

Ausbildung des Scheitelgelenkes und der Ausdehnungsfuge in der Brückenbahn. Maßstab rd. 1:20.

Dyckerhoff & Widmann A.-G. Karlsruhe und Arch. Prof. Meißner in Darmstadt. Vergl. Abbildung 8, S. 65 und 9a—c, S. 68.

Der Konstruktions-Gedanke läuft im Wesentlichen darauf hinaus, daß bei einem Träger auf 2 Stützen mit frei beweglicher Auflagerung (Balkenträger) durch geeignete Formgebung der Trägerenden der volle Auflagerdruck zur Erzeugung von negativen Momenten, welche die Mittelquerschnitte entlasten, benutzt wird. Bei einem Träger mit fester Auflagerung (Zweigelenkrahmen), welcher im vorliegenden Falle als vorteilhafter errichtet wurde, kann der Horizontalschub auf jedes beliebige Maß herabgesetzt werden, wobei jedoch die negativen Momente, welche die Mittelquerschnitte entlasten, mindestens in gleicher Größe, wie bei der frei beweglichen Auflagerung erzeugt werden. In der Verminderung des Horizontalschubes besteht sonach der Vorteil des gewählten Konstruktions-Gedankens und hieraus folgen die geringen Abmessungen der Widerlager. Wagrechte Verschiebungen, welche bei üblichen Rahmenkonstruktionen von so bedeutender Spannweite, wie sie hier vorliegt, gefährlich werden können, seien bei dem gewählten System ausgeschlossen, da das Verhältnis der wagrechten zur lotrechten Auflager-Seitenkraft sehr klein ist. Wegen dieser angeführten vorteilhaften Eigenschaften des gewählten Trägersystemes haben die Entwurfsverfasser dieses zum deutschen Reichspatent angemeldet.

Die landseitigen Enden der Hauptträger, soweit diese unter dem lichten Profil nach innen vorgezogen sind (Rahmenfuß) bzw. zwischen Rahmenfuß und sichtbarem Kämpfer liegen (Rahmenknie), sind vollständig massiv, ohne jede Rippenauflösung ausgeführt. Es wird hierdurch ein rückwärtiger Abschluß der Trägerenden gegen die Erdwand erzielt, das hohe Eigengewicht dieser Konstruktionsteile wird zur Erhöhung der die Querschnitte in Trägermitte entlastenden negativen Momente herangezogen, und es können auf diese Weise die an diesen Stellen auftretenden ziemlich großen Querkkräfte bzw. Schubspannungen in niedrigen Grenzen gehalten werden. Da die Beanspruchung des Betons im Rahmenfuß wesentlich kleiner ist, als in der Ueberspannung des Flußbettes selbst, wurde hier ein geringeres Mischungsverhältnis als zulässig errichtet. Im Rahmenknie ist nur für einen bestimmten Streifen des Druckgurtes und für die Umhüllung der Eisen des Zuggurtes ein fetteres Mischungsverhältnis angenommen. Durch die volle Querschnittsausbildung der Kämpfer wird die Frage der Schalung sehr vereinfacht. Das Auflagergelenk, Abb. 9c, ist eine Art Zylinder-gelenk-Kipplager; die Berührungsfläche wird durch 4 mm starkes Preßblei dargestellt, wobei seitlich des Bleistreifens 4 Lagen elastischer Asphaltfilzplatten liegen. Auf diese elastischen Zwischenschichten ist unmittelbar aufbetoniert, und zwar zunächst eine Schicht von sehr hoher Festigkeit, wie bei der obersten Schicht des Fundamentes. Nach Ansicht der Entwurfs-Verfasser ist an solchen Stellen guter Stampfbeton wertvoller, als das Einlegen von Eisen. Auf der linken Flußseite kommt der Rahmenfuß über das Gelände des alten Flußbettes zu liegen; hier erfolgt die Herstellung unter vollkommener Einschaltung, welche beim Ausrüsten wieder entfernt wird. Auf der rechten Flußseite erfolgt Gründung auf Kies; hier ist beabsichtigt, den Rahmenfuß unmittelbar auf den festgelagerten Kies, dessen Ober-

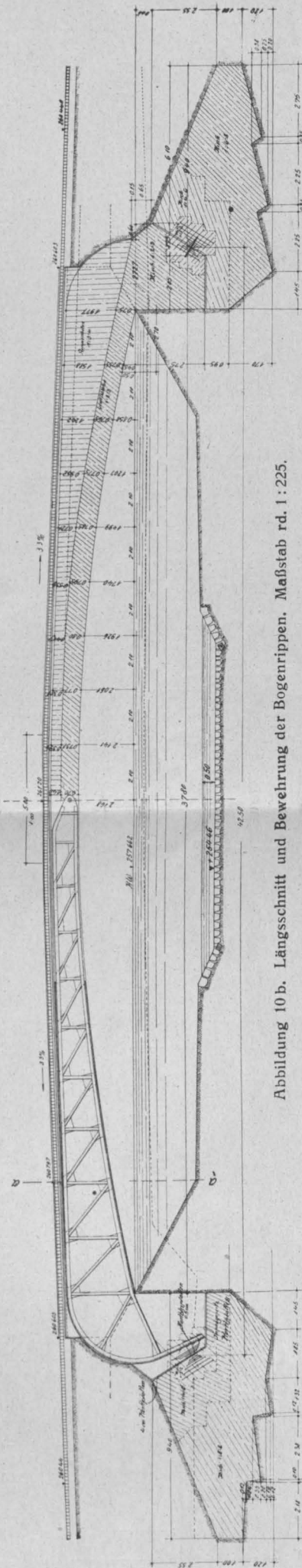
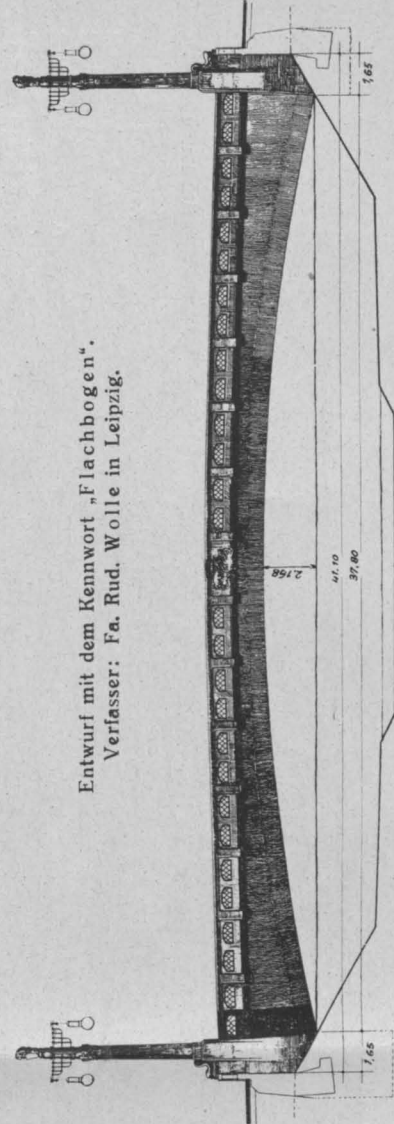


Abbildung 10 b. Längsschnitt und Bewehrung der Bogenrippen. Maßstab rd. 1 : 225.



Entwurf mit dem Kennwort "Flachbogen".
Verfasser: Fa. Rud. Wölle in Leipzig.

Abbildung 10 a
(rechts).
Ansicht der Brücke.

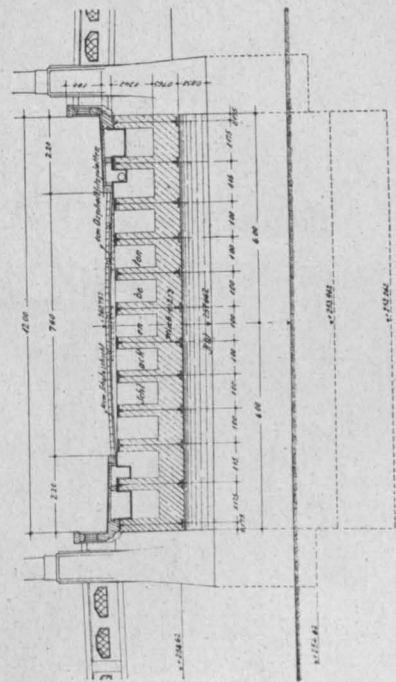


Abbildung 10 c.
Querschnitt a—b
nahe dem Kämpfer.

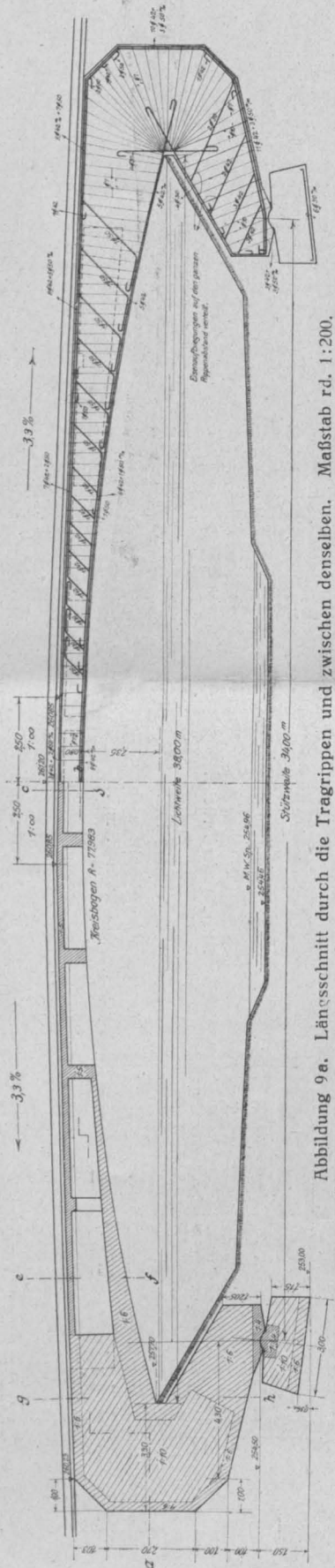


Abbildung 9a. Längsschnitt durch die Tragrippen und zwischen denselben. Maßstab rd. 1:200.
Träger-System D. R. P.

Abbildung 9a—c.
Entwurf mit dem
Kennwort „Neue
Form“. Verfasser:
A.-G. Dyckerhoff
& Widmann, Karls-
ruhe i. B. und Arch.
Prof. Meißner in
Darmstadt.

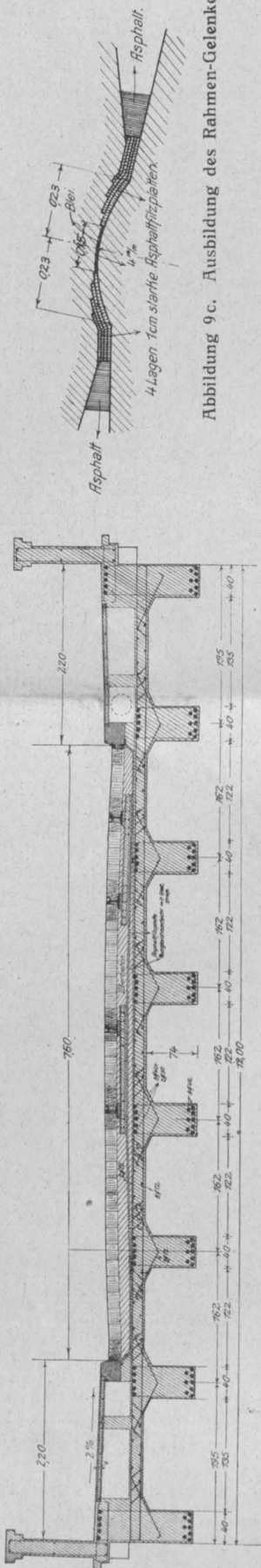
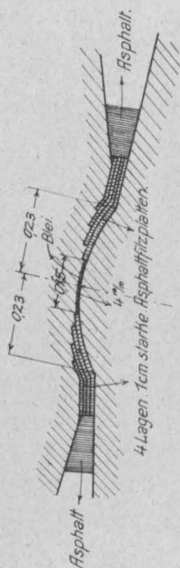


Abbildung 9b. Querschnitt nach c—d. Maßstab rd. 1:80.

Abbildung 9c. Ausbildung des Rahmen-Gelenkes (Maßstab 1:20).



Engerer Wettbewerb um Entwürfe zu einer Brücke über die Enz im Zuge der Benckiser-Straße zu Pforzheim.

fläche vorher mit Zementmilch eingeschlammmt wird, zu betonieren. Die einwandfreie Uebertragung des getrennten Auflagerdruckes im Gelenkpunkt soll dadurch erreicht werden, daß beim Ausrüsten der Hauptträger der Rahmenfuß unterhöhlt wird.

Die Brückenkonstruktion ist über den Fluß in Brückenmitte als einfacher Plattenbalken ausgebildet, während gegen das Widerlager unten noch eine Druckplatte von zunehmender Stärke angeordnet ist. Die Trägerhöhe ist in Brückenmitte eine sehr niedrige, nämlich nur 80 cm.

Die statische Berechnung der Hauptträger ist nach dem Grundsatz der einfach statisch unbestimmten Zweigelenkrahmen-Konstruktion durchgeführt. Sie ist jedoch mit einigen willkürlichen Annahmen behaftet bezüglich der Einführung der Querschnitts-Trägheitsmomente in die Berechnung. In der im übrigen eingehend durchgeführten statischen Berechnung sind Temperatur-Einfluß, Auftrieb und Erddruck berücksichtigt, letzterer allerdings in vermindertem Sinne bei der Bestimmung des größten Horizontalschubes, was aus Sicherheitsgründen unterbleiben sollte. In Brückenmitte, wo die Biegemomente durch die Gegenmomente der Träger-Enden erheblich vermindert sind, ist die größte Scheitelsenkung bei voller Verkehrslast trotz der niedrigen Trägerhöhe zu nur 1,37 cm ermittelt. Die Betondruckbeanspruchung beträgt höchstens 50 kg/qcm; die einzubringende Eisenbewehrung wird stellenweise eine außergewöhnlich hohe, sodaß eine sachgemäße Verlegung der Rundeisen praktisch auf erhebliche Schwierigkeiten stoßen dürfte. Nicht einwandfrei gelöst ist die Bewehrung des scharfen Knickpunktes beim Rahmenknie.

Der ruhigen, architektonischen Ausgestaltung des Brückenbauwerkes gibt die Ausführung einer massiven Brüstung, welche in einfacher Linie ohne jede Durchbrechung gehalten ist, das Hauptgepräge. Diese geschlossene Brüstung soll den Eindruck der sonst im Verhältnis zur Brückenöffnung sehr schwachen Scheitelstärke aufheben. Die hohen Stirnen an den Kämpfern sind in etwa halber Höhe durch eine Ausladung des Gehweges mit einem bogenförmigen Randträger unterbrochen, wodurch die an und für sich wenig ausdrucksvolle Linie des flachen Bogens wesentlich gehoben und in ansprechender Weise zum Ausdruck gebracht wird, daß diese Brüstung nicht Trag-Konstruktion ist. Die Baukosten betragen 89700 M.

Die Beurteilung des Entwurfes durch das Preisgericht bezeichnet die statische Berechnung des Rahmens als nicht ganz einwandfrei, da vor allen Dingen die Wirkung der Längs- und Querkkräfte bei der Berechnung des Horizontalschubes nicht berücksichtigt sei. Das gewählte System zeige zwar einen neuen Gedanken, erscheine aber nicht zweckmäßig, da die rechnungsmäßige Grundlage des Entwurfes durch die Ausführung ungünstig beeinflusst werden könnte. Die Brücken-Architektur zeige einfaches, großzügiges Gepräge.

Was die Berücksichtigung der Längs- und Querkkräfte betrifft, welche bei den üblichen Rahmenkonstruktionen von großem Einfluß sein können, so ist zu bemerken, daß diese Kräfte bei vorliegender Konstruktion keine nennenswerte Rolle spielen können, bedingt durch die eigenartige Ausbildung der Träger-Enden, so lange die theoretisch vorausgesetzte Auflagerung auch tatsächlich erreicht ist. Man kann allerdings in dieser Hinsicht gewisse Bedenken nicht unterdrücken, ob dies mit Sicherheit sich wird dauernd erzielen lassen, sowohl bei ungleichmäßiger Senkung der Stützen, sowie in Anbetracht des Umstandes, daß die wechselndem Grundwasserstand aus-

gesetzten Gelenke völlig im Erdreich, also ohne die Möglichkeit der Nachprüfung und ohne besondere Schutzmaßnahmen angeordnet sind. In vorliegendem Fall, wo es sich um ein Brückenbauwerk von großer Stützweite und um hohe Verkehrslasten handelt, wäre jedenfalls eine derartig völlig neuartige Ausführung äußerst gewagt. Es wäre jedoch zu wünschen, daß der bei dem Entwurf entwickelte konstruktive Gedanke vielleicht bei weniger schwierigen Verhältnissen praktisch zur Durchführung gelangt, gegebenenfalls als Versuchsbalken für mittelgroße Spannweite, da alsdann bestehende Bedenken gegen das System zerstreut und die erforderlichen Erfahrungen mit ihm gesammelt werden könnten. —

Das Gewölbe-Expansionsverfahren (Patent Buchheim & Heister).

Von Dr.-Ing. R. Färber, Ober-Ingenieur der Fa. Buchheim & Heister in Frankfurt a. Main. (Schluß.)

Die beim Ausrüsten entstehende Erweiterung der Scheitellücke um den leicht meßbaren Betrag e_1 ist kleiner als die dem endgültigen Ruhezustand entsprechende Verkürzungslücke e (vergl. Abb. 2 in No. 8). Es fehlt noch der Teilbetrag e_2 , welcher sich aus folgenden Bestandteilen zusammensetzt:

a) dem weiteren Nachgeben der Widerlager, welches unter der Wirkung noch hinzukommender Eigengewichtsteile, sowie der Verkehrslast entsteht.

b) der weiteren elastischen Verkürzung der Gewölbe-Achse infolge derselben Ursache.

c) dem Unterschied zwischen der Gewölbelänge bei der Ausrüstungs-Temperatur und derjenigen bei der Mittel-Temperatur.

Mit Hilfe von Beobachtungen, welche beim Ausrüsten angestellt werden, gelingt es in vielen Fällen, den Teilbetrag e_2 der Verkürzungslücke mit ausreichender Genauigkeit voraus zu bestimmen, und die Zahl dieser Fälle wird sich mit fortschreitender Erfahrung immer mehr erweitern. Auf diesbezügliche Einzelheiten einzugehen, würde hier jedoch zu weit führen. Dagegen ist noch zu sagen, daß auch die Ermittlung des tatsächlichen Elastizitätsmoduls E_1 des Gewölbes beim Ausrüsten mit Hilfe des Expansionsverfahrens in einfacher Weise möglich ist. Dieser beiden Werte — e_2 u. E_1 — benötigt man aber, um den vorläufig in Scheitelmitte angesetzten Pressendruck nach Größe und Angriffspunkt richtig bestimmen zu können, was folgendermaßen geschieht:

Aus der statischen Berechnung kennt man den für volles Eigengewicht vorausgesetzten Pressendruck. Mit Hilfe der Einflußlinien für Schub und Moment — bei mangelnder Symmetrie auch derjenigen für die Querkraft — im Scheitel bestimmt man die Änderung, welche dieser Pressendruck infolge des etwaigen Fehlens bestimmter Eigengewichtsteile, z. B. der Fahrbahn, bei Vornahme der Expansion erfährt. Sodann berechnet man die Änderung von Schub und Moment, welche durch künstliche Erweiterung des Scheitels um den noch fehlenden Teilbetrag e_2 unter Berücksichtigung des gemessenen wahren Elastizitätsmoduls E_1 bedingt ist, und erhält durch Zusammenfassung dieser Beträge den bei der Expansion anzuwendenden richtigen Pressendruck nach Größe und Angriffspunkt; ebenso berechnet man die erforderlichen Zeigerausschläge der angebrachten Drucklinienprüfer.

Die Verlegung des Angriffspunktes der Pressen aus der Gewölbemitte nach dem nunmehr berechneten, meist unter der Gewölbemitte liegenden Punkt erfolgt praktisch derart, daß man eine Presse löst und in die richtige Lage bringt, während die anderen nötigenfalls nach Ergänzung durch eine Hilfspresse den Scheiteldruck übernehmen. Sodann setzt man die Pressen wieder unter Druck, schaltet eine weitere Presse aus und rückt diese ebenfalls an die richtige Stelle. So fährt man fort, bis die ganze Pressenreihe an den berechneten Angriffspunkt verschoben ist. Schließlich reguliert man den richtigen Verlauf der Stützlinie derart, daß die Drucklinienprüfer die berechneten Zeigerausschläge aufweisen, was durch Feineinstellung des Pressendruckes und wenn nötig, der Pressenrichtung möglich ist.

4. Entwurf mit dem Kennwort „Flachbogen“. Verfasser: Rudolf Wölle, Zementbaugeschäft in Leipzig. Vergl. Abbildung 10a—c, S. 67.

Der Konstruktions-Gedanke zeigt ein Dreigelenkbogen-System nach Prof. Möller mit steifer Bewehrung in Eisenfachwerk. Dem statischen Grundsystem liegt ein

Pfeilverhältnis von $\frac{4,718}{42,50} = \frac{1}{9}$ zugrunde, welches er-

reicht wird durch die tiefe Lage der Kämpfergelenke. Das Pfeilverhältnis der sichtbaren Gewölbe-Untersicht ist hingegen nur 1 : 17,4. —

(Schluß folgt.)

Bei Gewölben von mehr als 1 m Stärke kann man auch zwei übereinander liegende Reihen von Pressen anordnen und den gemeinsamen Druckmittelpunkt durch Änderung der manometrischen Drücke beider Pressenreihen beliebig verschieben.

In denjenigen Fällen, in denen eine genügend sichere Vorausbestimmung von e_2 nicht möglich ist, verbindet man die beiden Gewölbehälften durch eine Holzkonstruktion (Querkraftträger), welche gestattet, das Gewölbe vorübergehend als Eingelenkbogen zu benutzen. Wie Abb. 5 a. f. S. erkennen läßt, übertragen die Pressen P lediglich die auftretenden Normalkräfte N , während die bei vor-

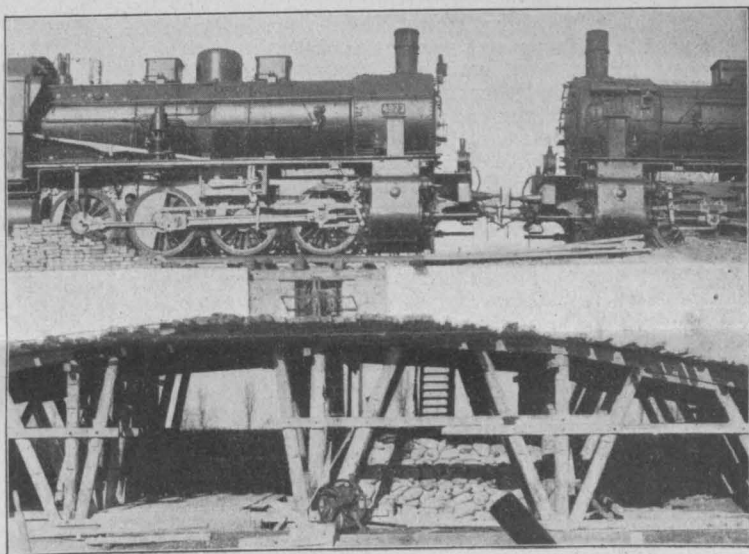


Abbildung 8. Die Pressen im Scheitel übertragen den Gewölbedruck. (Das Gewölbe ist vom Lehrgerüst freigemacht.) Probelastung mit Lokomotiven.

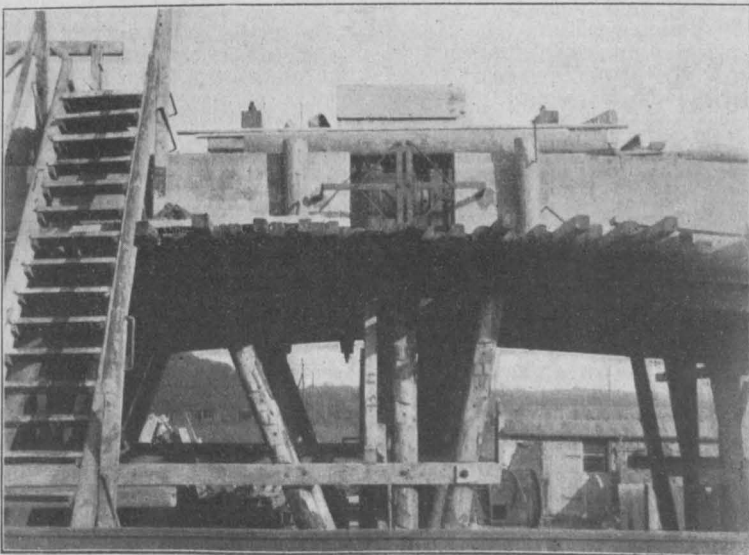


Abbildung 7. Ansicht der Pressen nach dem Ausrüsten. An den Flacheisen erkennt man die entstandene Expansionslücke.
Anwendung des Expansions-Verfahrens bei einer Eisenbahn-Brücke von 33,2 m Spannweite.

übergehender Benutzung mögliche Querkraft Q in der Scheitelfuge $M-M$ durch Holzbalken B aufgenommen wird, welche mit starken Schrauben S zusammengezogen sind. Die Konstruktion trägt gleichzeitig die untere Einschalung für die spätere Ausbetonierung der Scheitellücke. In diesem Zustand kann man den Aufbau bis Oberkante Fahrbahn vollständig fertigstellen mit Ausnahme der etwa 3,5 m breiten Lücke LL , die aber nicht lästig ist, da man sie leicht durch eine vorläufige auf den Balken B gelagerte Holzkonstruktion überbrücken kann. Nunmehr ist das Gewölbe annähernd

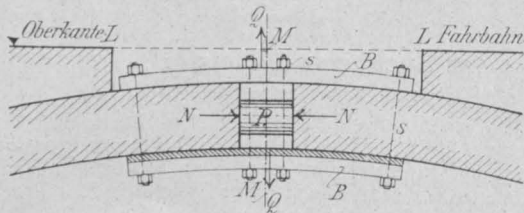


Abbildung 5. Querkraftträger.

mit dem vollen Eigengewicht belastet und kann mit Leichtigkeit auch der Wirkung schwerer Verkehrslasten wie Lokomotiven, Dampfwalzen u. dergl. ausgesetzt werden, sodaß alle Widerlager-Bewegungen und die gesamte elastische Verkürzung des Gewölbes tatsächlich vor sich gehen und der Teilbetrag e_2 der Expansionslücke im wesentlichen auf den leicht feststellbaren Unterschied der Gewölbelänge bei Ausrüstungs-Temperatur und Mittel-Temperatur herabgesetzt wird. Besonders wichtig wird diese Ausführungsart, wenn der passive Erddruck gegen den Horizontalschub herangezogen wird, wodurch u. A. große Ersparnisse an den Widerlagern möglich sind. Bislang hat man von diesem Hilfsmittel wegen der damit verknüpften größeren Widerlagerbewegungen keinen Gebrauch gemacht¹⁾; bei Anwendung des Gewölbe-Expansionsverfahrens braucht man sich jedoch diese Beschränkung nicht aufzuerlegen. Welche Lösung anzuwenden, bzw. bei welchem Belastungszustand das Expansions-Verfahren durchzuführen ist, wird am besten von Fall zu Fall entschieden. Das Endergebnis muß stets ein der rechnerischen Voraussetzung genau entsprechender Stützlinienverlauf sein. Sobald dieses Endergebnis erreicht ist, wird der zwischen den Pressen verbliebene Raum mit Beton ausgefüllt, nach dessen Erhärtung die Pressen herausgenommen, die Querkraftträger entfernt, und die noch fehlenden Arbeiten im Scheitel fertig gestellt werden können. Bei der Herausnahme der Pressen geht deren Druck nach Größe, Angriffspunkt und Richtung auf die eingebrachte Scheitellamelle über, worauf der einwandfrei wirkende eingespannte Bogen hergestellt ist. Die Scheitellamelle ist um den von den Pressen eingenommenen Raum schmaler als die übrigen Gewölbelamellen; es sind im Mittel etwa 70% der Gewölbebreite ausgefüllt. Infolgedessen wird die Beanspruchung der Scheitellamelle entsprechend höher; mit Rücksicht auf bessere Mischung und besonders sorgfältige Herstellung kann man diese Spannungserhöhung i. a. unbedenklich zulassen; nötigenfalls muß man eine entspr. verstärkte Bewehrung anordnen.

Die Ausbildung des Scheitels muß namentlich beim Vorhandensein von Eiseneinlagen sorgfältig erfolgen. Es

¹⁾ Die Sicherung der Puppenbrücke in Lübeck ist mit Hilfe einer lotrechten Betonwand erfolgt; der passive Erddruck gegen diese ist nach einer Zusammendrückung des Erdrreiches um 1,5 cm eingetreten. Vergl. „Mitteilungen“, Jahrg. 1914, Nr. 18.

Neue schweizerische Eisenbeton-Vorschriften für dem Verkehr dienende Bauten.



Am 16. Januar d. J. hat der schweizerische Bundesrat eine neue Verordnung¹⁾ betreffend Eisenbetonbauten der der Aufsicht des Bundes unterstellten Transport-Anstalten erlassen, die in verschiedener Richtung von den „Provisorischen Vorschriften“ des schweiz. Eisenbahn-Departements vom 15. Oktober 1906 und z. T. auch von den aus dem Jahre 1909 stammenden „Kommissions-Vorschriften“ der schweiz. Kommission des armierten Betons abweichen, an welcher letztere sie sich im Uebrigen anlehnen und aus denen sie auch viele Abschnitte übernommen haben. Die neuen Vorschriften, die sich in verschiedenen Punkten auch die Untersuchungen des „Deutschen Ausschusses für Eisenbeton“ nutzbar gemacht haben und die allgemeine schweiz. Brückenverordnung vom Jahre 1913 berücksichtigen, sind zunächst in der „Technischen Abteilung des schweiz. Eisenbahn-Departements“ aufgestellt

ist jedenfalls unerlässlich, die Eiseneinlagen im Scheitel zu stoßen, weil sonst die Expansionsbewegung nicht vor sich gehen kann. Vielfach genügt hierfür die Anordnung nach Abbildung 6. Die Eisenstäbe werden zu Bündeln B_1, B_2 usf. zusammengefaßt, welche zwischen sich 0,6 m breite Lücken für die Pressen frei lassen. Innerhalb dieser Bündel übergreifen sich die von beiden Gewölbehälften in die Scheitellücke hereinragenden Stäbe, z. B. S_1 und S_2 auf einer Strecke gleich der Breite der Scheitellücke (0,80 m); an ihren Enden erhalten die Stäbe kräftige Rundhaken, sodaß sie nach Ausbetonierung der Scheitellücke vollständig verbunden sind. In manchen Fällen ist aber auch unmittelbare Verbindung der Stab-Enden angezeigt; hierfür dienen besonders ausgebildete Spannschlösser, die eine gegen Zug und Druck wirksame rost sichere Verbindung ermöglichen. Diese Verbindung ist natürlich teurer, als das einfache Uebergreifenlassen der Stäbe nach Abbildung 6.

Die Abb. 7 und 8, S. 69, zeigen die Anwendung des Expansionsverfahrens bei einer größeren Eisenbahnbrücke. Die an den Gewölbestirnen zu Messungszwecken angebrachte Flacheisenkonstruktion läßt deutlich die entstandene Expansionslücke erkennen. Abbildung 8 zeigt, wie die mittels Querkraftträger nach Abbildung 5 verbundenen Gewölbehälften vor endgültigem Schluß des Scheitels mit schweren Lokomotiven befahren wurden. Die Expansionslücke hat sich so groß ergeben, daß durch ihre Unterdrückung die zehnfachen Temperaturspannungen entstanden wären. Das in den Abbildungen ersichtliche Lehrgerüst trägt nicht mehr mit, da seine Keile nach Betätigung der Pressen bereits vollständig entfernt wurden.

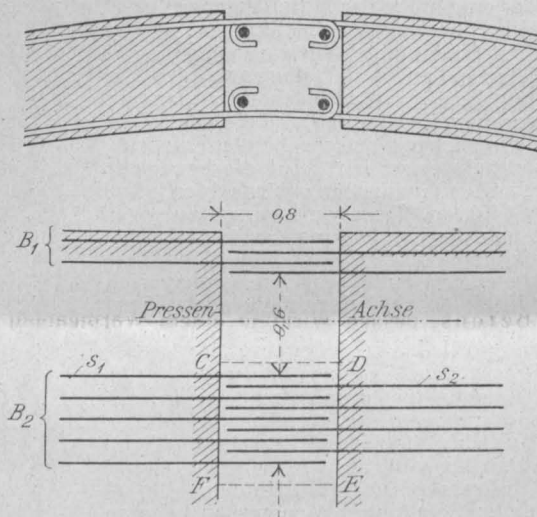


Abbildung 6. Oben Längsschnitt, unten Draufsicht. Anordnung der Eiseneinlagen im Scheitel.

Die vorstehenden Ausführungen machen keinen Anspruch darauf, den Gegenstand vollständig zu erschöpfen. Auch lassen sich bei der großen Verschiedenheit der einzelnen praktischen Fälle z. Zt. noch keine allgemeinen Angaben über die Kosten des Verfahrens machen. Man kann sagen, daß das Expansionsverfahren für alle Spannweiten, besonders von etwa 20 m aufwärts, Vorteile bringt; es vergrößert die Sicherheit und vermindert die Kosten gewölbter Brücken; es erweitert die Grenzen der Ausführbarkeit und führt in vielen Fällen dazu, anstelle anderer Konstruktionen Gewölbe in Betracht zu ziehen. —

und dann unter Zuziehung von Vertretern aller Kantonal-Regierungen, der in Betracht kommenden Transport-Anstalten, des „Schweizerischen Baumeister-Verbandes“, dem auch die Betonfirmen angehören, und von einzelnen Fachmännern, u. A. Prof. Schüle in Zürich, eingehend beraten und in ihrem vorliegenden Wortlaut, der fast einstimmig Billigung gefunden hat, festgestellt worden. Eine Angabe der wichtigsten Punkte der neuen Vorschriften unter Vergleich mit den bezüglichen deutschen Bestimmungen dürfte hier von Interesse sein.

Die Vorschriften gliedern sich in 5 Abschnitte: Grundlagen für die statische Berechnung; Baustoffe; Ausführung; Beaufsichtigung, Uebernahme und periodische Untersuchung der Bauten; Uebergangs- und Schlußbestimmungen. Sie stellen ebenso wie die neuen deutschen Vorschriften nur gewisse Richtlinien auf, wenn sie auch

¹⁾ Im Wortlaut abgedruckt und erläutert in der „Schweiz. Bauzeitung“ Jahrgang 1916 No. 1—4.

z. T. in der Festlegung bestimmter Zahlenwerte noch weiter gehen als diese. Für die Berechnung werden ebenfalls nur Grundlagen gegeben, von der Vorschrift eines bestimmten Rechnungsverfahrens wird ebenfalls abgesehen.

Die wichtigste Abweichung von den bisherigen Bestimmungen über die statische Berechnung ist die Aufgabe der grundsätzlichen Anwendung der Prof. Ritter'schen Berechnungsweise, die auch die Zugspannungen des Betons in die Rechnung einführt. Wie bei den deutschen Bestimmungen sind jetzt die Druckspannungen im Beton und die Zugspannungen im Eisen unter der Voraussetzung zu ermitteln, daß der Beton keine Normal-Zugspannungen aufnehme; bei Bestimmung der Nulllinie ist daher der Beton im Zuggurt nicht zu berücksichtigen. Während jedoch nach den deutschen Vorschriften die Verhütung schädlicher Zugrisse im Beton bei unter der rollenden Last der Eisenbahnen stehenden Bauten usw. durch ein entsprechendes Verhältnis der Eisenbewehrung und durch niedrig gewählte Beanspruchungen gewährleistet werden soll und dann vom Nachweis der im Beton auftretenden Zugspannungen abgesehen wird, ist dieser Nachweis nach den Schweiz. Vorschriften für Brücken, den Rauchgasen ausgesetzte Teile von Hochbauten usw. unter allen Umständen zu führen. Es wird dabei die vereinfachende Annahme gemacht, daß das Eisen und der Beton im Zuggurt gleichzeitig wirken und daß die Elastizitätsziffern des Betons auf Zug und Druck übereinstimmen. Die so ermittelten Zugspannungen dürfen bei Eisenbahnbrücken 25 kg/qcm (Deutsche Vorschriften, 24 kg/qcm) im übrigen 30 kg/qcm nicht überschreiten. Abweichend von den deutschen Bestimmungen, die mit einem in die Rechnung einzuführenden Verhältnis der Elastizitätsmaße von Eisen zu Beton von $n = 15$ rechnen, ist hier für Druckbeanspruchung $n = 10$, für die Zugbeanspruchung $n = 20$ anzunehmen.

Bezüglich der Belastungsannahmen greifen die auch sonst gültigen Bestimmungen für Brücken und Hochbauten Platz. Zu berücksichtigen ist, wie bei den deutschen Vorschriften, der Einfluß der Temperaturschwankungen mit $\pm 15^\circ \text{C.}$ gegenüber der mittleren Ortstemperatur, jedoch ohne Ermäßigung für durch Ueberschüttung geschützte Konstruktionsteile usw. Die Elastizitätsziffer des Betons ist dabei zu 200 000 kg/qcm anzunehmen. Zu berücksichtigen ist auch das Schwinden des Betons, dessen Wirkung einem Wärmeabfall um 20°C. (Deutsche Vorschr. 15°) gleichzusetzen ist, entsprechend einer linearen Verkürzung um 0,25 mm/lm. Wird abschnittsweise betoniert und werden die Fugen frühestens 14 Tage nach Vollendung des letzten Abschnittes geschlossen, so braucht nur ein Wärmeabfall von 10°C. berücksichtigt zu werden. Bei Decken und Stützen im Inneren von Gebäuden brauchen diese Einflüsse nicht rechnerisch nachgewiesen zu werden, falls bei Bauten über 40 m Länge in je 30 m Abstand Ausdehnungsfugen eingelegt werden (entspricht etwa den deutschen Vorschriften).

Wie bei den deutschen Vorschriften dürfen Einzelasten bei Platten auf eine gewisse Breite gleichmäßig verteilt werden, u. zw. quer zur Hauptbewehrung

in der Breite $\frac{1}{3}l + 2d + b$, in der Richtung derselben nur auf die Breite $2d + b$. Darin ist l die theoretische Stützweite, d die Dicke der Deckschicht, b die Breite des Lastangriffes. (Ein Unterschied in der Verteilung hinsichtlich Biegungs- und Schubspannungen, wie in den deutschen Vorschriften, wird hier also nicht gemacht.) Voraussetzung für diese Verteilung ist aber das Vorhandensein von Verteilungseisen, die 30 % des Gewichtes der Hauptbewehrungseisen entsprechen müssen.

Für gekreuzt bewehrte allseitig aufgelagerte Platten ist die gleichmäßig verteilte Belastung p nach beiden Richtungen im Verhältnis $p_a = \frac{b^2}{a^2 + b^2} \cdot p$ für die

Stützweite a und $p_b = \frac{a^2}{a^2 + b^2} \cdot p$ für die Stützweite b zu verteilen. (Nach den deutsch. Vorschr. ist eine Verteilung nach den 4. Potenzen vorgesehen. Wie Prof. Dr.-Ing. Mörsch in den „Mitteilungen“ Jahrgang 1916 Nr. 3, S. 24 nachweist, ist der Unterschied, ob man eine Verteilung im Verhältnis der 2., 3. oder 4. Potenzen einführt, aber nicht bedeutend und für das Entwerfen ziemlich gleichgültig.)

Bei Bauwerken mit mehreren Trägern darf eine den elastischen Verhältnissen entsprechende Verteilung der Lasten auf die einzelnen Träger angenommen werden. Auch für Rippendecken werden, wie in den deutschen Vorschriften, Bestimmungen über die Lastverteilung gegeben, die wie bei den Platten vorgenommen werden darf, jedoch quer zu den Rippen nur auf $\frac{1}{5}l + 2d + b$

Breite. Bedingung ist, daß in Abständen von höchstens $\frac{1}{3}l$ Verteilungsrippen vom Querschnitt der Tragrippen und in der Platte selbst Verteilungseisen in höchstens 20 cm Abstand angeordnet sind.

Für die Stützweite von Platten und Balken ist, falls diese nicht durch die Auflager-Ausbildung festgelegt wird, durchweg die Lichtweite mit 5 % Zuschlag zu rechnen. An den Auflagern sind diejenigen Einspannungen vorzunehmen, die durch die bauliche Anordnung gewährleistet werden. Bei Einzelfeldern und bei Endfeldern von durchlaufenden Trägern dürfen im Fall der Einspannung der Enden die Biegemomente für freie Auflagerung nur unter Berücksichtigung von $\frac{2}{3}$ der angenommenen Einspannmomente erniedrigt werden, falls mit Zementmörtel gemauert wird, sonst nur von $\frac{1}{2}$. An den Enden sind die angenommenen Momente voll zu berücksichtigen.

Bei Plattenbalken darf als wirksame Plattenbreite höchstens die Rippenbreite vermehrt um höchstens $\frac{1}{10}l$ beiderseits, oder um die 8fache mittlere Plattendicke angesetzt werden (Deutsch. Vorschr. 4fache Rippenbreite, 8fache Plattendicke, 2fache Trägerhöhe). Bei einseitiger Platte ist nur $\frac{2}{3}$ dieser Breite zu rechnen. Die Plattendicke muß dabei mindestens 6 cm betragen.

Bezüglich der Ermittlung der inneren Kräfte und Spannungen ist der grundsätzliche Unterschied gegenüber den früheren Bestimmungen schon erwähnt. Zu bemerken ist noch, daß wie bei den Deutschen Vorschriften für die Flächen und Trägheitsmomente, die bei der Berechnung statisch unbestimmter Größen in Ansatz zu bringen sind, der ganze Betonquerschnitt mit einheitlicher Elastizitätsziffer einzuführen ist.

Für Säulen und Druckglieder wird eine Längsbewehrung von mindestens 0,6 % vorgeschrieben (Dtsch. Vorschr. 0,8 %). Bestimmungen hinsichtlich der Bügel werden nicht gegeben. Für runde Umschnürung in Abständen von höchstens $\frac{1}{5}$ ihres Durchmessers (wie bei uns) darf das 24fache des Querschnittes einer Längsbewehrung von gleichem Gewicht als auf Druck mit wirkend mit in Rechnung gestellt werden. Das Gewicht der Umschnürung soll nicht mehr als das Doppelte der Längsbewehrung betragen. Der so ermittelte ideale Querschnitt darf das $1\frac{1}{2}$ fache des Querschnittes des bewehrten, nicht umschnürten Betons und das Doppelte des Betonquerschnittes bei umschnürtem Beton nicht überschreiten. Säulen und Druckglieder, bei denen das Verhältnis der Knicklänge l_k zum kleinsten Trägheitshalbmesser i des betr. Querschnittes den Wert 45 übersteigt, sind nach der

Formel: $\sigma_{bk} = \frac{\sigma_{bd}}{1 + 0,0001 \left(\frac{l_k}{i} \right)^2}$ zu berechnen. Darin be-

deutet σ_{bd} die zulässige nicht erhöhte Spannung des Betons auf Druck in auf Biegung beanspruchten Bauteilen.

Die zulässigen Spannungen sind im Uebrigen in der untenstehenden Tabelle zusammengestellt. Die Spannungen zeigen, wie auch bei den deutschen Vorschriften, entsprechend der Wichtigkeit und Beanspruchung der betr. Bauten, verschiedene Höhe. Es wird hier ferner bei auf Biegung beanspruchten Balken rechteckigen Querschnittes, sowie bei Rippen in der Nähe der Stützen, wo

Zusammenstellung der zulässigen Spannungen:		Eisenbahn- Brücken	Straßen- Brücken, Fußstege u. Landungs- Anlagen	Hochbauten
Material		kg/qcm	kg/qcm	kg/qcm
a.	Beton auf Druck σ_{bd}			
1.	Auf Biegung beanspruchte Bauteile	30	35	40
	Zuschlag für rechteckige Balken, Rippen in der Nähe der Stützen	$0,05 \times (800 - \sigma_e^*)$	$0,075 \times (1000 - \sigma_e^*)$	$0,10 \times (1200 - \sigma_e^*)$
	höchstens	10	15	20
2.	Auf Druck beanspr. Bauteile einschl. Ständer von Rahmen, Bogen			
	in der Schwerachse	25	30	35
	am Rande	35	40	45
	Zuschlag für Bogen-Tragwerke	0,151	0,151	0,151
b.	im Beton auf Zug σ_{bs}			
	Bei auf exzentr. Druck beanspr. Bauteilen am Rande und in Zuggliedern	8	9	10
c.	im Beton auf Abscherung τ_b	3	3,5	4
d.	im Flußeisen auf Zug oder Druck	800	1000	1200

*) σ_e = höchste vorhandene Spannung im Eisen.

eine stärkere Eisenbewehrung vorhanden ist, eine höhere Beanspruchung zugelassen, die nach der vorhandenen Eisenspannung bemessen wird, einen Höchstwert aber nicht überschreiten darf. Dagegen werden nicht, wie bei den neuen Deutschen Vorschriften auch noch erhöhte Spannungen bei genauer Berücksichtigung aller ungünstigsten Lastverhältnisse zugelassen.

Bezüglich der Scherspannung im Beton ohne Berücksichtigung der Eiseneinlagen wird noch bestimmt, daß, falls diese in der Tabelle angegebenen Spannungen überschreiten, die gesamten Scherspannungen durch Eiseneinlagen aufgenommen werden müssen. Der Betonquerschnitt muß aber so bemessen sein, daß er mindestens $\frac{1}{3}$ der Scherspannungen aufnehmen kann. (Also auch hier kommt die Tendenz zum Ausdruck, zu schmale Stegquerschnitte bei Plattenbalken zu verhindern). Die Haftspannung soll die zulässige Scher-

spannung nicht überschreiten. Sie braucht (wie in den deutsch. Vorschr.) rechnerisch i. d. R. nicht nachgewiesen zu werden, bei halbkreisförmigen Haken an den Stäben.

In der angezogenen Quelle wird vom Kontrollingenieur F. Hübner berechnet, daß unter den Voraussetzungen der neuen Vorschriften zur Zeit der vorgeschriebenen Probelastungen mit einer rechnermäßigen Sicherheit gegen das Auftreten der ersten Zugrisse gerechnet werden darf von 1,3–1,4 bei Eisenbahn-, etwa 1,1 bei Straßen-Brücken und etwa 1,0 bei Hochbauten. Bei einer gleichzeitigen Erhöhung der Würfel Festigkeit des Betons um 25% wird die zulässige Spannung σ_{bz} gegenüber den „Provisor. Normen“ um 35% bei Eisenbahn-, 65% bei Straßenbrücken, 10% bei Hochbauten erhöht (allerdings unter entsprechender Verschärfung der Berechnungsbedingungen). —

(Schluß folgt.)

Literatur.

Die statisch unbestimmten Systeme des Eisen- und Eisenbetonbaus berechnet aus der Formänderungsarbeit und aus den Formänderungen selbst von Dr.-Ing. Friedrich Hartmann. 109 S. mit 353 Textabbildungen. Berlin 1913. Vlg. von W. Ernst & Sohn. Pr. geh. M. 8,—, geb. M. 8,5.—

In den ersten Anfängen der Berechnung statisch unbestimmter Systeme — es handelte sich dabei hauptsächlich um Balken und Bogen mit ihren verschiedenen Lagerungs- und Einspannungsarten — ging man von der allgemeinen Lösung der Differentialgleichung der elastischen Linie aus; diese Gleichung und ihre erste Abgeleitete lieferte durch Festlegung der in ihr enthaltenen Abhängigkeiten die unbekannten, überzähligen Momente und Stützendrücke. Die Methode findet heute noch in den Lehrbüchern Anwendung. Neue Möglichkeiten für die Berechnung statisch unbestimmter Systeme schufen die von Mohr eingeführte Anwendung des Prinzips der virtuellen Verschiebungen, ferner die graph. Methoden und die Sätze von der Gegenseitigkeit der Formänderungen und der Formänderungsarbeit. Mit diesen Hilfsmitteln wurde die Theorie immer mehr ausgebaut; sie fand hauptsächlich im Eisenkonstruktionswesen, aber auch bei der Untersuchung der Gewölbe Anwendung; ihr verdankt der Eisenbetonbau seine ungemein rasche Ausbreitung in neuester Zeit, der die Theorie für seine oft hochgradig statisch unbestimmten Systeme ohne weiteres übernehmen konnte. In der Natur der neuen Bauweise liegt es ja, daß man — ausgenommen vielleicht bei Bogenbrücken — Gelenke möglichst vermeidet, fachwerkartige Konstruktionen durch rahmenartige ersetzt usw.; vielleicht ist es eine Rückwirkung dieser Bauweise oder das Formempfinden der neueren Zeit, daß man auch im Eisenbau rahmenartige und vollwandige Konstruktionen häufiger anwendet. Eine umfangreiche Literatur hat sich den mannigfachen Bedürfnissen der neuen Zeit angepaßt und auf verschiedenen Wegen die Berechnung einer Anzahl häufig wiederkehrender Formen gezeigt; auch das vorliegende Buch soll, wie der Verfasser im Vorwort sagt, an Hand zahlreicher der Praxis entnommener Beispiele die Berechnung statisch unbestimmter Systeme zeigen, auf Vorteile hinweisen, welche die Rechnung oft wesentlich abkürzen und vor allem das Kräftefeld in solchen Systemen klarlegen. Der Verfasser geht von den Sätzen der Formänderungsarbeit aus; er hält die Methode jedoch nicht für geeignet, tiefer in die Erkenntnis der Wirkungsweise statisch unbestimmter Systeme einzudringen; eine solche Erkenntnis liefert seiner Ansicht nach nur die Betrachtung der Formänderung selbst. Die gesamte Formänderung des statisch bestimmten Grundsystems läßt sich aus den Formänderungen der einzelnen Stäbe übersehen; diese Einzel-Formänderungen kann man für alle möglichen Belastungsfälle ein für alle mal bestimmen; aus der Gegenüberstellung der gesamten Formänderung des statisch bestimmten Grundsystems infolge der vorliegenden Belastung und infolge der einzelnen überzähligen Kräfte und Momente lassen sich die letzteren ohne Weiteres berechnen. Das Verfahren, das ja an sich nicht neu ist — die Anwendung vorher ermittelter Formen für Einzel-Formänderungen zur Berechnung statisch unbestimmter Systeme findet man beispielsweise schon bei Grashof — ist jedenfalls sehr übersichtlich und in der vom Verfasser geübten systematischen Anwendung pädagogisch ungemein wertvoll. Da man mit fertigen Formeln arbeitet, lassen sich natürlich Abkürzungen gegenüber der Methode der Formänderungsarbeit erzielen. In einer ganzen Reihe von Beispielen zeigt der Verfasser, was man alles mit den einfachen Durchbiegungsformeln erledigen kann; er zeigt dann auch, wie man den Satz von der Abgeleiteten der Formänderungsarbeit auf dasselbe Problem anzuwenden hat, wobei Kürze und Uebersichtlichkeit

immer zugunsten der Betrachtung der Einzel-Formänderungen ausfallen. Beachtet man, daß die Sätze von der Formänderungsarbeit für die Anwendung eine immer gleich bleibende Regel liefern, die wohl weniger Nachdenken erfordert als die richtige Zusammensetzung der Einzel-Formänderungen, so findet allerdings wieder ein gewisser Ausgleich in der aufgewendeten Zeit zwischen beiden Verfahren statt; auch muß ja das Grundsystem nicht immer für beide Methoden gleich günstig sein.

Das Buch zerfällt in neun Absätze. In den ersten 3 Absätzen behandelt der Verfasser kurz die Kennzeichen statischer Unbestimmtheit bei Fachwerken und Systemen, in welchen auch biegesteife Stäbe vorkommen; die Sätze von der Formänderungsarbeit und die Methoden, nach denen die Formänderungen, Durchbiegungen und Winkeländerungen bestimmt werden können. In weiteren 3 Absätzen wird zunächst der Satz der Gegenseitigkeit der Formänderungen in den wechselseitigen Beziehungen zwischen Verschiebungen oder Verdrehungen, oder Verschiebung und Verdrehung kurz berührt; dann wird die Auswahl der überzähligen Kräfte und die Anbringung der unbekannten Reaktionen eingehender behandelt; schließlich werden ausführlich alle Fälle von Durchbiegungen und Winkeländerungen des einfachen Balkens bei verschiedener Lagerung und Belastung untersucht und damit die Formeln aufgestellt, die später bei der Berechnung statisch unbestimmter Systeme auf Grund der Einzel-Formänderungen gebraucht werden.

Im 7. Absatz, dem umfangreichsten des Buches wird nun eine ganze Anzahl von Beispielen aus der Praxis durchgenommen; man findet hier u. a. die einfachen Fälle statisch unbestimmter Balken, durchlaufende Träger mit 2 und 3 Öffnungen auf gelenkig angeschlossenen elastischen Mittelstützen; die verschiedenen Rahmen mit gelenkiger Lagerung oder eingespannten Ständern; Halbrahmen; trapez- und dreieckförmig bewehrte Träger (Hängewerke); den geschlossenen 3fach statisch unbestimmten Rahmen einen Brücken-Endrahmen mit oberen Kreuzstreben, mehrfeldrige und -geschossige Rahmen.

Im 8. Absatz behandelt der Verfasser die statisch unbestimmten Bogenträger, besonders ausführlich den Zweigelenkbogen mit Zugband und kreisförmiger Bogenachse für gleichmäßig verteilte Belastung, halbseitige Schnee-, wagrechte und schräge Windlasten; den Einfluß einer aufgesetzten Laterne; dann die Verschiebungen und Verdrehungen der Bogenenden des statisch bestimmten Grundsystems unter den erwähnten Belastungsfällen; mit diesen Formeln werden einige Sonderfälle vom eingespannten Bogen und von Bogenreihen untersucht.

Im 9. und letzten Abschnitt werden einige Sonderfälle von innerlich statisch unbestimmten Fachwerken — Trägern mit gekreuzten oder doppelten Strebenzügen — behandelt und die Unterschiede zwischen der üblichen angenäherten Rechnung und der genauen Rechnung erörtert, schließlich wird noch der Rechnungsgang bei einigen Systemen von statisch unbestimmten Fachwerken hallenbindern gezeigt.

Die Darstellung ist überall recht klar und die zahlreichen sehr sauber gezeichneten Abbildungen erleichtern die Verfolgung der Gedankengänge wesentlich; in dem Buche steckt sehr viel Arbeit; es kann dem Studierenden zur Uebung, dem ausübenden Ingenieur zum Nachschlagen von Formeln und dergleichen bestens empfohlen werden. — Kapsch.

Inhalt: Entwurf zu einer Eisenbeton-Brücke über die Enz im Zuge der Benckiser-Straße zu Pforzheim. (Fortsetzung.) — Das Gewölbe-Expansionsverfahren (Patent Buchheim & Heister). (Schluß.) — Neue schweizerische Eisenbeton-Vorschriften für den Verkehr dienenden Bauten. — Literatur. —

Verlag der Deutschen Bauzeitung, G. m. b. H., in Berlin.
Für die Redaktion verantwortlich: Fritz Eiselen in Berlin.
Buchdruckerei Gustav Schenck Nachf. P. M. Weber in Berlin.

DEUTSCHE BAUZEITUNG

MITTEILUNGEN ÜBER ZEMENT, BETON- UND EISENBETONBAU

UNTER MITWIRKUNG DES VEREINS DEUTSCHER PORTLAND-
CEMENT-FABRIKANTEN UND DES DEUTSCHEN BETON-VEREINS

XIII. Jahrgang 1916.

№ 10.

Städtisches Schwimmbad, Luft- und Sonnenbad in Karlsruhe i. B.

Architekt: Stadtbaurat Beichel in Karlsruhe i. B.

Karlsruhe besitzt zwar mehrere Badeanstalten, gleichwohl zeigte sich das Bedürfnis nach Schaffung einer durch möglichst billige Preise auch den weitesten Schichten zugänglichen Schwimmanstalt, zumal für die Allgemeinheit die Möglichkeit der Benutzung eines natürlichen Wasserlaufes zur Befriedigung des Bade-Bedürfnisses dort nicht vorhanden ist. Denn das Wasser der an sich nach ihrer natürlichen Lage zur Stadt dafür bestimmt erscheinenden Alb ist verunreinigt und darf daher vorerst für Badezwecke nicht mehr benützt werden, und das städtische Rheinbad in Maxau kann zufolge seiner Entfernung von der Stadt und des damit verbundenen Zeit- und Kostenaufwandes doch immer nur von einem begrenzten Kreise der Einwohnerschaft besucht werden.

Ganz besonders dringend wurde die Errichtung einer Badeanstalt für die Karlsruher Garnison, seitdem im Jahre 1906 der Betrieb der Militärschwimm- und Badeanstalt aufgrund der erhobenen Gutachten über die Beschaffenheit des Albwassers eingestellt werden mußte. Der Stadtrat war auf Ersuchen der Militärverwaltung von vornherein bereit, soweit durch das Zutun der Stadtgemeinde dem vorhandenen Mangel abgeholfen werden könnte, jeden annehmbaren Vorschlag in Erwägung zu ziehen. Die Prüfung aller in Betracht kommenden Möglichkeiten führte zu dem nachstehend beschriebenen Plan einer großen ungedeckten Schwimmbadeanstalt, die gemeinsam den Zwecken des Militärs und der Zivilbevölkerung dienen sollte. Gleichzeitig brachte dieser Plan die Frage wieder in Fluß, in welcher Weise den vielfach geäußerten Wünschen

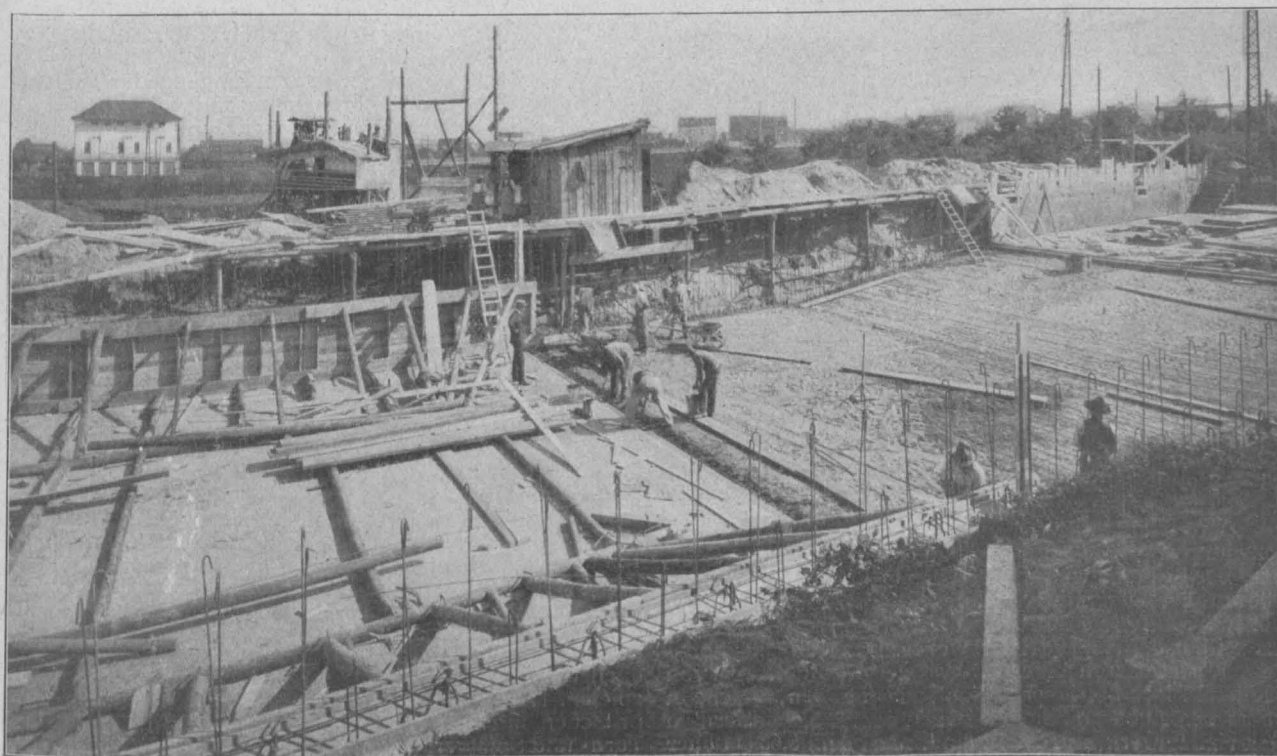


Abbildung 9. Blick auf das offene Schwimmbecken während der Ausführung. (Unternehmung Dyckerhoff & Widmann A.-G.)

nach Gelegenheit für Luft- und Sonnenbäder entsprochen werden könnte. Die Lage des Schwimmbades beim Elektrizitätswerk in der Nähe des „Lutherisch Wäldle“ am Rheinhafen ließ die Angliederung eines Luft- und Sonnenbades günstig erscheinen; dieses wurde dann auch ausgeführt und am 4. Juni 1915 der Benutzung übergeben. Abb. 1 gibt einen Uebersichtsplan der Gesamtanlage wieder.

Bei der Anlage ist das Schwimmbad und das Sonnenbad zu unterscheiden. Das Schwimmbad beansprucht eine Fläche von 2500 qm. Es erhielt offene und geschlossene Auskleidehallen, Brausen und Aborte, außerdem einen für das Militär vorbehaltenen kleinen Bau. Das aus Eisenbeton durch die Firma Dyckerhoff & Widmann A. G., Niederlassung Karlsruhe, gebaute Schwimmbecken, auf dessen Konstruktion später eingegangen wird, hat eine Wasser-

bei einer stündlichen Leistung von je 150 cbm 5 Stunden. Für die Erneuerung des Wassers während des Betriebes soll eine Pumpe mit einer Leistung von 150 cbm/St. ständig laufen. Diese Pumpen versorgen auch die Fußbad-Rinnen (vgl. Abbildung 5) im Sonnenbad mit einer Wassermenge von etwa 15 cbm stündlich. Das aus den Schwimmbecken und Fußbad-Rinnen abfließende Wasser wird mit dem Meteorwasser unmittelbar der neben dem Bad vorbeifließenden Alb zugeführt. Um das Schwimmbecken in möglichst kurzer Zeit entleeren zu können, hat es eine Abflußleitung aus Zementrohren von 60 cm Durchmesser mit entsprechendem Absperrschieber erhalten. Sämtliche Brausen und Wasserzapfstellen zu Trink- und Reinigungszwecken, zum Begießen des Rasens und zum Feuerschutz sind an die städtische Wasserleitung angeschlossen, damit sie den erforderlichen Druck erhalten.

Nachträglich wurden die Brausen durch eine besondere elektrisch angetriebene Wasserpumpe auch mit der Kondensations-Wasserleitung in Verbindung gebracht, um ihnen überschlagenes Wasser zuzuführen. Die Abwasser der Aborte, Brausen und Waschbecken sind an das städtische Kanalnetz angeschlossen, da sie unreinigt der Alb nicht übergeben werden durften.

Das Luft- und Sonnenbad (vergl. den Lageplan, Abbildung 1) hat getrennte Abteile für Männer und Frauen. Die Anlage ist jedoch noch nicht voll ausgebaut, so fehlt insbesondere das gemeinsame, nur durch eine Wand getrennte Schwimmbecken, statt dessen an sich natürlich 2 vollständig gesonderte, je eines in der Abteilung für Männer bezw. für Frauen, besser wären. Vorerst sind für das Schwimmbad bestimmte Zeiten für die Benutzung durch Männer und Frauen festgesetzt worden, bis im Sonnenbad selbst das Schwimmbecken erstellt ist, das sich als notwendiges Zubehör erweist. Das Sonnenbad für Männer hat bis jetzt eine Fläche von 3350 qm, das für Frauen 2230 qm. Für beliebige Vergrößerung nach Süden ist das erforderliche Gelände bereits im Besitze der Stadt. Die Einfriedigung besteht aus Eisenbetonpfosten von 40/20 cm mit dazwischen gestellten 2,5 m hohen Eisenbetonwänden von 10 cm Stärke. Die Flächen der Mauer sind gestockt, zum Teil haben sie einen gestelzten Schlag erhalten. Die inneren Trennungswände sind in gleicher Höhe aus Holz erstellt, ebenso die südliche äußere Einfriedigungswand, der späteren Vergrößerung wegen.

Die getrennten Eingänge für Männer und für Frauen werden von einem gemeinsamen Kassenraum aus bedient. Innerhalb des geschlossenen Zuganges ist die Unterstandshalle zum Anschluß der Fahrräder. An der Kasse schließt sich eine Küche an, hieran für beide Abteilungen getrennt, Erfrischungsraum, Geräteräume, Aborte und gemeinsame gedeckte Auskleideplätze. In einem senkrecht dazu gelegenen Flügel befinden sich die Waschräume, Brausen mit Strahl- und Regenduschen und eine Wandelhalle mit Einzelzellen. Die Bauten, deren Ausbildung aus Abbildungen 2 bis 4 hervorgeht, sind durchweg aus Holz auf Betonplatten erstellt und haben eine Papp-

Deckung erhalten. Aborte, Brausen und Waschzellen wurden mit Backsteinen ausgeriegelt und Boden und Wände mit frostsicheren Platten belegt. Der Platz ist teils als Sand-, teils als Rasenfläche angelegt. Ein kleiner Teil der Fläche liegt im grasbewachsenen Wald. Auf der Frauenseite wurden an der Ostwand aus Gesträuchgruppen kleine Abteile gebildet zum Zwecke der Luftbehandlung von Ausschlägen und dergl. Der Breite nach durchziehen Fußbad-Rinnen (Abbildung 5) die Sandflächen, ein frohes Tollen der Jugend pflegt sich in diesen abzuspielen. Neben einer großen Anzahl wegnehmbarer Liegepritschen mit und ohne Sonnendach bilden Schaukeln, Turn- und Spielgeräte die weitere notwendige Ergänzung der Ausstattung.

Für die ganze Anlage wurde von den bürgerlichen

No. 10.

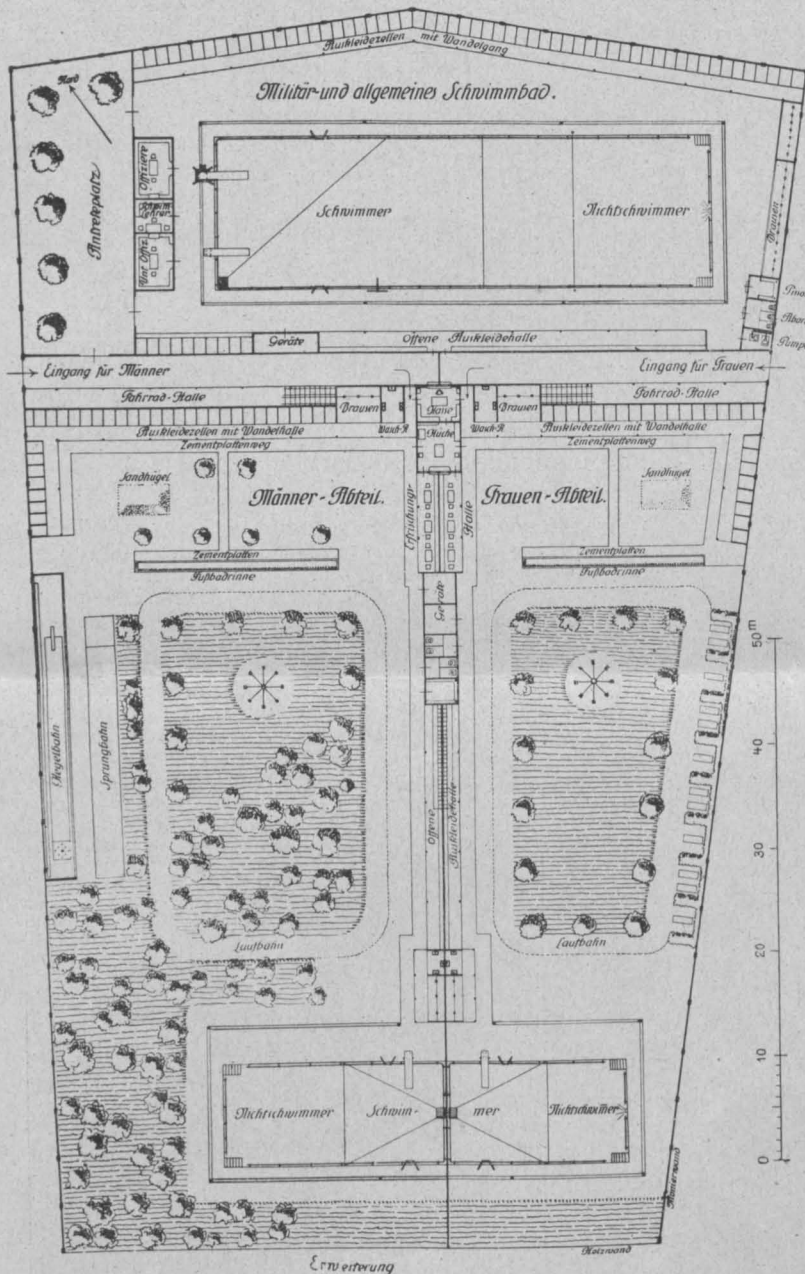


Abbildung 1. Uebersichtsplan des Schwimm- und Sonnenbades.

fläche von $15 \cdot 50 \text{ m} = 750 \text{ qm}$ bei Wassertiefen von 0,8–2,8 m. Die Länge des Beckens und einige sonstige Anordnungen wurden mit den Schwimmvereinen getroffen, um bei Wettkämpfen den Gesetzen des deutschen Schwimmverbandes möglichst zu entsprechen. Zur Speisung des Beckens wird das von den Oberflächen-Kondensatoren der Dampfturbinen des Elektrizitätswerkes abfließende, auf etwa 20°C erwärmte Kühlwasser benutzt, das seither der Alb zugeleitet wurde. Das Kondensationswasser wird durch eine 300 mm weite Rohrleitung von zwei elektrisch betriebenen Schleuderpumpen, welche in einem besteigbaren Schacht neben dem 215 m entfernten Elektrizitätswerk aufgestellt sind, nach dem 5,65 m höher gelegenen Schwimmbecken befördert. Zur Füllung des 1530 cbm Wasser fassenden Beckens brauchen die 2 Pumpen

Kollegien ein Betrag von 147 500 M. bewilligt. Der Geländewert mit rd. 45 000 M. ist dabei nicht inbegriffen. Von den Baumitteln sind bis jetzt für das Schwimmbad 67 000 M., für das Sonnenbad 46 000 M. verausgabt. Der Restbetrag von 34 500 M. ist für den Bau des zweiten Schwimmbeckens und weiterer Auskleidehallen vorbehalten.

Die Eintrittspreise sind wie folgt festgesetzt: Ein Schwimm- und Sonnenbad für Erwachsene 30 Pf., 10 Bäder 2,20 M., Jahreskarte 10 M., ein Volksbad 10 Pf., Kinder bis zu 15 Jahren zahlen die Hälfte der genannten Preise. Das Bad war geöffnet von morgens 6³⁰ bzw. 7 Uhr bis abends 8 und 8³⁰ Uhr. In der Zeit vom 4. Juni bis 30. September wurde die Anstalt von 28 000 männlichen (darunter 6800 Soldaten) und 9500 weiblichen Badegästen besucht. Der Betriebsüberschuß beträgt 400 M. Die Verzinsung und

sind auf analytischem Wege gewonnen und in Abbildung 8 graphisch aufgetragen. Die Bestimmung der Wandstärke erfolgte jeweils nach dem größten Moment, das im oberen Teil der Wand durch den Erddruck, im unteren Teil hingegen durch den Wasserdruck erzeugt wird. Es ergeben sich beispielsweise für die näher festgelegten Querschnitte folgende Momente:

Querschnittsabstand von oben	Momente infolge Erdlast	Momente infolge Wasserdruck
0,90 m	114 mt	28 mt
1,65 m	518 mt	366 mt
2,40 m	1380 mt	1435 mt
3,15 m	2880 mt	3660 mt

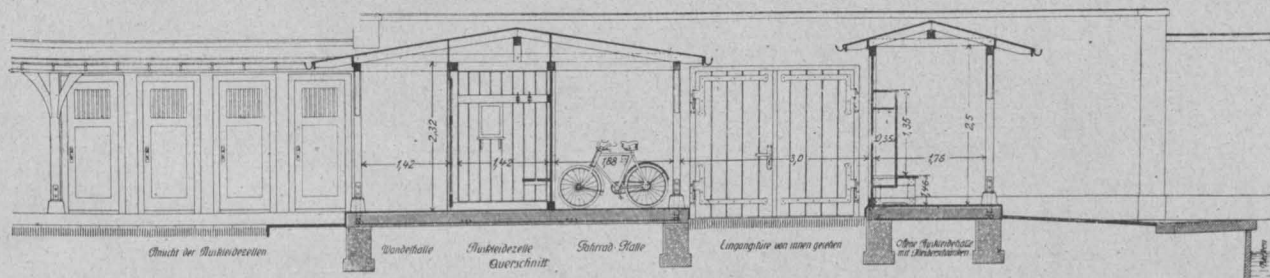


Abbildung 2-4. Querschnitte durch die Bauten des Sonnenbades.

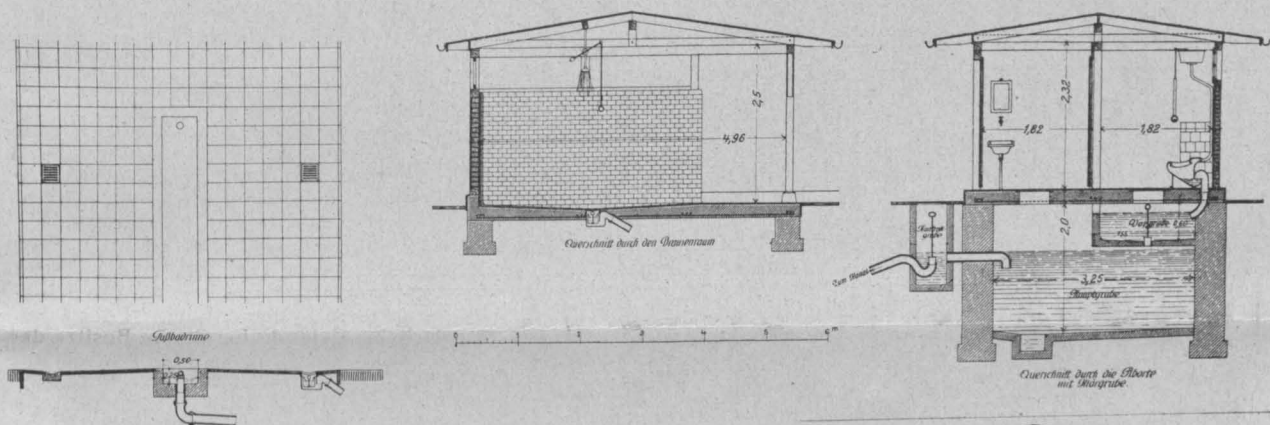


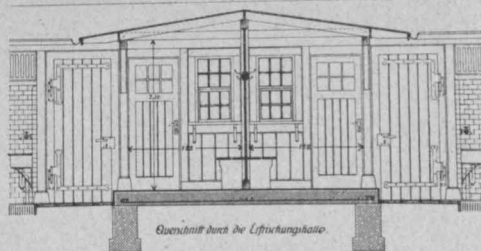
Abb. 5. Ausbildung der Fußbad-Rinne.

die Tilgung des Anlagekapitales ist dabei also nicht berücksichtigt. Die Entwürfe des Bades stammen von Stadtbaurat Beichel.

Ueber die Konstruktion des Schwimmbeckens gibt Hr. Ob.-Ing. Bechtel von der Firma Dyckerhoff & Widmann A.-G. die nachstehenden Erläuterungen:

Das offene ungedeckte Schwimmbecken, dessen allgemeine Anordnung aus Abbildung 6 zu entnehmen ist, weist bei einer Länge von 50 m und einer Breite von 15 m Wassertiefen in der Abteilung für Nichtschwimmer von 0,8 m bis 1,3 m auf und in der Abteilung für Schwimmer solche bis 2,8 m. Das Becken ist durch zwei Bewegungsfugen, welche die Konstruktion im Boden und Wänden vollständig trennen, in drei annähernd gleiche Teile geteilt. Der Längsschnitt zeigt verschiedene starkes Gefälle von der oberen zur unteren Stirnwand; im unteren Drittel ist außerdem im Boden auch Seitengefälle gegen den tiefsten Punkt, den Leerlauf hin angeordnet, um so eine vollständige Entleerung des Beckens zu ermöglichen. Die hohe Stirnwand enthält zwei, jede Längswand sechs Ueberlauföffnungen, die ein Ueberfüllen des Beckens verhindern. An diese, die zugleich als Spucköffnungen dienen, sind auf der Rückseite mittels Krümmen senkrecht abfallende Entwässerungsrohre angeschlossen, die zu einer Entwässerungsleitung aus Zementrohren führen, durch welche das Abwasser einem gemeinsamen Strang und durch diesen der Alb zugeführt wird. Infolge der Ueberlauföffnungen wird die Füllung des Beckens dauernd 50 cm unter der Oberkante des Randes gehalten.

Sohle und Wände des Beckens sind vollständig in Eisenbeton ausgebildet (Abb. 7). Die statische Untersuchung erstreckte sich auf die Festlegung der erforderlichen Abmessungen, sowie der notwendigen Eiseneinlagen in diesen Konstruktionsgliedern. Für die Untersuchung der Seitenwand, die als Winkelstützmauer gedacht ist, wurde ein Schnitt durch die tiefste Stelle des Beckens gelegt und die wirksamen Belastungen eingeführt. Die Ergebnisse



Die Ermittlung der Eiseneinlagen für das eine Kraftsystem geschah ohne eine etwaige entlastende Wirkung des anderen Systems zu berücksichtigen. Den Momentenlinien in Abbildung 8 sind in einer zweiten Kurve jeweils die statisch erforderlichen Eiseneinlagen angefügt. Aus praktischen Rücksichten war es nicht immer möglich, den theoretisch erforderlichen Querschnitt beizubehalten. In einer besonderen Figur ist zu ersehen, wie sich der wirklich eingelegte Eisenquerschnitt staffelförmig an die theoretische Bedarfskurve anlegt. Wenn die Eisenquerschnitte im allgemeinen in Sohle und Wandungen reichlicher bemessen wurden, als es durchaus erforderlich gewesen wäre, so geschah dies einerseits mit Rücksicht darauf, daß die Stadt Karlsruhe weitgehende Garantie-Verpflichtungen verlangte; andererseits liegen Erfahrungen über Eisenbeton-Becken im Freien mit Abmessungen wie im vorliegenden Falle unseres Wissens nicht vor. Die Erfahrungen, die an Schwimmbecken in Hallenschwimmbädern gemacht wurden, wie sie in einer Reihe größerer Städte ausgeführt sind, lassen sich naturgemäß nicht ohne Weiteres auf Becken im Freien übertragen. Die Schwimmbecken anderer Sonnenbäder sind größtenteils als reine Betonbecken ausgebildet.

Die graphischen Darstellungen für die Seitenwand an der tiefsten Stelle ermöglichen es, bei niedrigeren Wandhöhen jeweils an der Sohle die betreffenden Momente und Eiseneinlagen zu entnehmen, die für die Querschnittsabmessungen zu berücksichtigen sind. Für die praktische

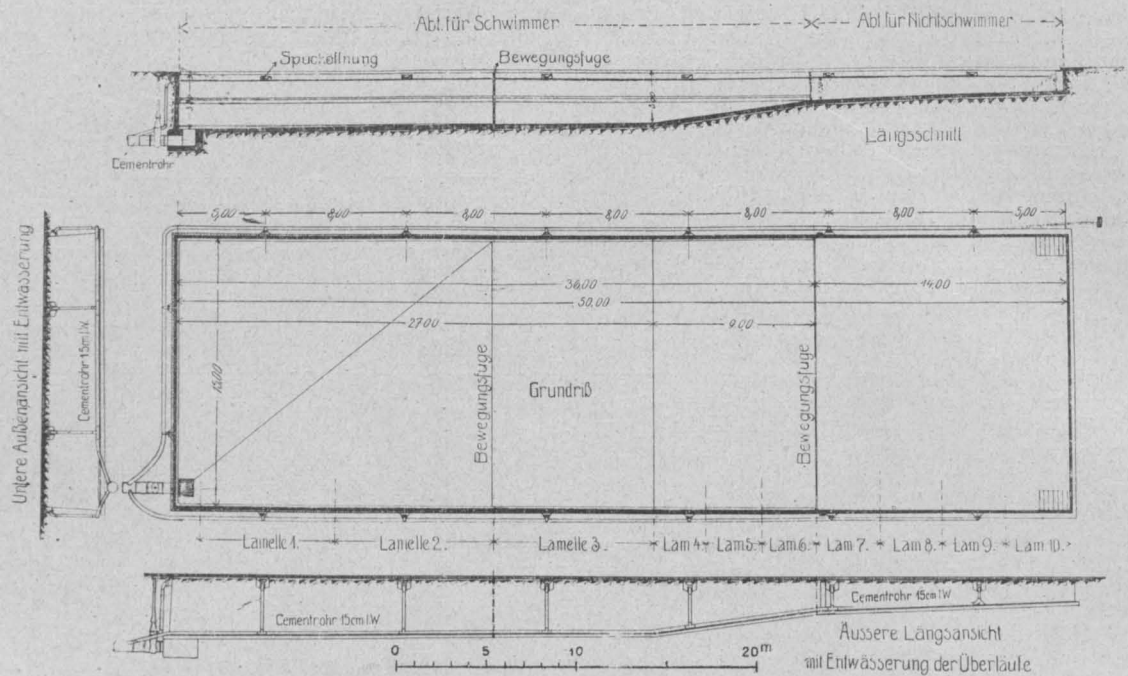


Abbildung 6. Allgemeine Anordnung des offenen Schwimmbeckens in Eisenbeton.

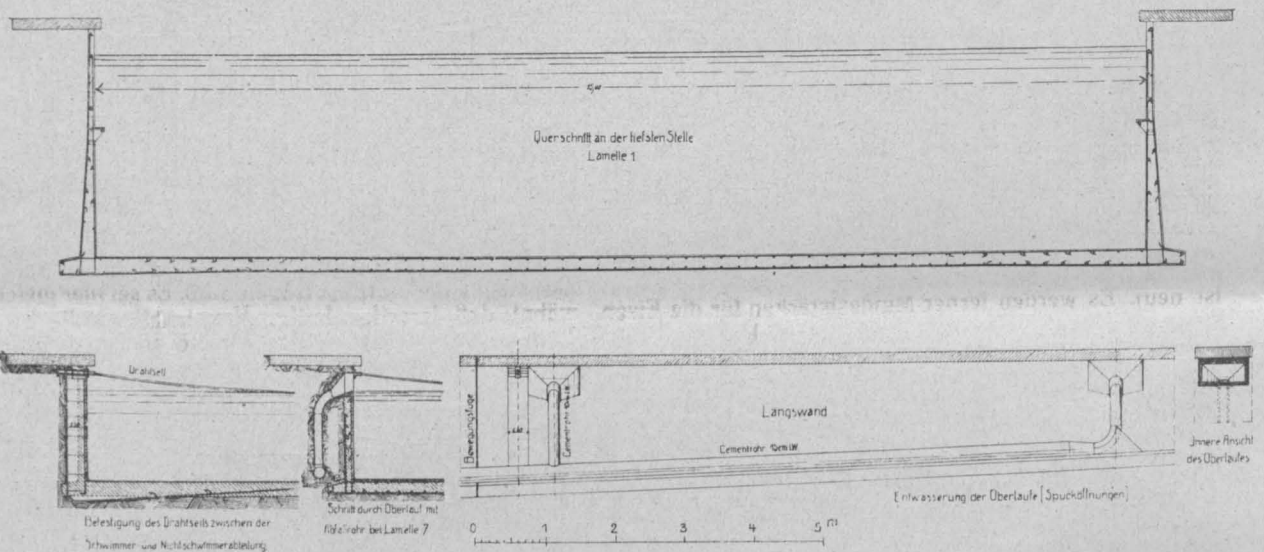


Abbildung 7. Einzelheiten für die Ausbildung des Eisenbeton-Schwimmbeckens.

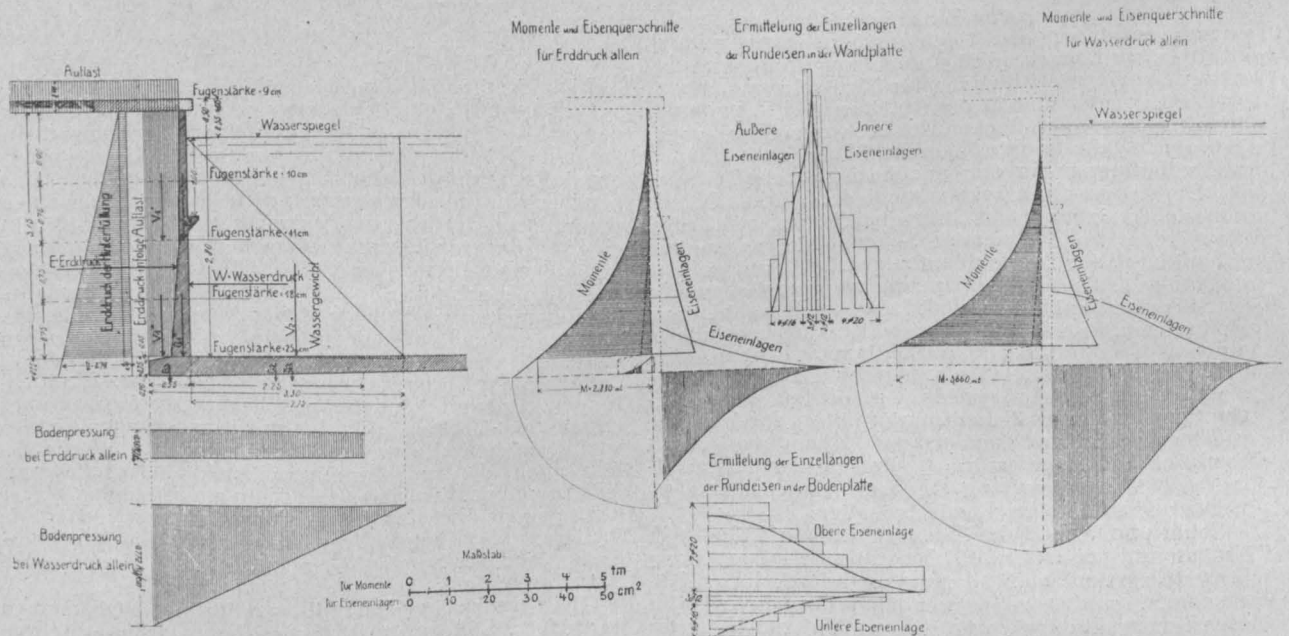


Abbildung 8. Zeichnerische Darstellung der Kräftwirkung der Boden- und Wandplatten des Schwimmbeckens.
Städtisches Schwimmbad, Luft- und Sonnenbad in Karlsruhe i. B.

Durchbildung ist der ganze Beckenkörper in 10 verschiedene Lamellen eingeteilt worden (vgl. Abbildung 6); innerhalb einer derartigen Lamelle wurden die Eiseneinlagen der Einfachheit halber in der gleichen Weise beibehalten.

Die Bodenpressungen sind einmal für Erdauflast mit Erddruck allein und ein zweites Mal für Wasserdruck allein ermittelt worden. Unter Berücksichtigung sämtlicher wirkenden Kräfte ergab sich an der tiefsten Stelle ein größter Bodendruck von 0,18 kg/qcm bzw. 0,77 kg/qcm unter der Annahme einer mitwirkenden Bodenplatte von 2,8 bzw. 3,3 m Breite. Der Bodendruck unter den niedrigeren Wänden ergab sich entsprechend geringer.

Die Untersuchung der anschließenden Seitenwand- und Bodenplatten-Teile ist auf derselben Grundlage erfolgt, und die Platten selbst sind nach denselben Gesichtspunkten bewehrt worden. Sämtliche Wand- und Bodenstärken bewegen sich zwischen 10 und 25 cm.

In Abbildung 7 ist die Bewehrung des Beckenquerschnittes an der tiefsten Stelle zur Darstellung gebracht. Bei der Planung wurde größter Wert auf eine einwandfreie Einführung der Wändeisen in die Bodenplatte gelegt, was im allgemeinen in der Weise geschah, daß die äußeren Wandbewehrungsseisen mit ihren Füßen nach dem inneren Teil der Bodenplatte und die inneren Wändeisen nach dem äußeren Bodenplattenteil greifen. Für den inneren Teil der Bodenplatte konnte in Berücksichtigung aller Verhältnisse als zweckmäßigste Bewehrung eine obere und untere Eisen-Einlage, quadratisch gekreuzt, vorgesehen werden.

Wie üblich, ist die Abteilung für Nichtschwimmer durch ein Drahtseil von der Abteilung für Schwimmer getrennt. Infolge des nicht unbeträchtlichen Seilzuges wurde an der Aufhängestelle des Seiles eine Verstärkung des gesamten Querschnittes sowohl der Wand als auch der mitwirkenden

Sohle notwendig. In den Einzelheiten der Abbildung 7 ist auch die Befestigungsweise des Drahtseiles zu ersehen. Die übrigen dort noch angegebenen Einzelheiten erklären sich ohne weitere Darlegungen.

Erwähnt sei noch, daß die Ueberläufe (Spucköffnungen) in der Fabrik von Dyckerhoff & Widmann in Karlsruhe-Mühlburg hergestellt und als fertige Werkstücke angeliefert und versetzt wurden.

Bei der Ausführung zeigte sich, daß allenthalben ein guter, tragfähiger Untergrund vorhanden war, dessen sandige Beschaffenheit es teilweise erforderlich machte, unter dem eigentlichen Beckenboden eine dünne Magerbetonschicht einzubringen, um auf dieser dann die Eisen zu verlegen, wie dies aus Abbildung 9, einem Bilde während der Ausführung, zu ersehen ist. Die Fugenausbildung machte es notwendig, wie dieselbe Abbildung zeigt, daß zunächst die beiden Kopfstücke des Beckens fertiggestellt werden mußten und dann erst das Mittelstück betoniert werden konnte. Ausbildung, sowie Dichtung der Fugen ist nach den Vorschlägen der ausführenden Firma geschehen und haben bisher zu irgend welchen Beanstandungen nicht geführt. Der wasserdichte Putz mußte mit besonderer Sorgfalt hergestellt werden und wurde zum Schluß abgeschliffen.

Um das Becken zu schonen und um insbesondere auch Risse in dem wasserdichten Putz zu vermeiden, soll dasselbe auf Anregung der Firma Dyckerhoff & Widmann auch im Winter mit entsprechend angewärmtem Wasser gefüllt werden, was sowohl im vergangenen als auch im gegenwärtigen Winter erfolgt ist. Diese Füllung ist dank der örtlichen Verhältnisse mit geringen Kosten zu erzielen und bildet einen wirksameren Schutz für das Bauwerk, als das übliche Eindecken mit Stroh oder Laub. —

Neue schweizerische Eisenbeton-Vorschriften für dem Verkehr dienende Bauten. (Schluß.)



us den übrigen Abschnitten sind noch folgende Angaben hervor zu heben: Was die Baustoffe anbetrifft, so hat das Eisen den Vorschriften für eiserne Brücken und Hochbauten zu entsprechen. Der Nachweis ist durch Stichproben zu führen und zwar sind für jeden Stangendurchmesser und auf je 15 l Eisengewicht mindestens 2 Proben zu entnehmen. (Letztere Vorschrift ist neu). Es werden ferner Mindeststärken für die Eisen vorgeschrieben, die wohl hauptsächlich praktischen Rücksichten hinsichtlich der Widerstandsfähigkeit während der Ausführung genügen sollen. Die Stärke der Bügel darf bei Hochbauten 5 bei Straßenbrücken, Landungsstegen usw., 6, bei Eisenbahnbrücken 7 mm nicht unterschreiten. Die bezüglichen Maße für die Bewehrungsweisen sind 6, 8, 10 mm in Platten, 10, 12, 14 mm in Balken. Diese Vorschriften sind also weiter gehend als bei uns.

Als Zement darf nur langsam bindender, den Schweizerischen Normen entsprechender Portland-Zement verwendet werden. Vorschriften, wie weit die Zementprüfung nach diesen Normen jeweils durchzuführen ist, werden nicht gemacht.

Für die Zuschläge werden Korngrößen von nicht unter 8 und nicht über 30 mm vorgeschrieben, abgesehen von großen Betonquerschnitten. Sand soll gemischt-körnig sein und von höchstens 8 mm Korngröße. Es werden im Sand nur bis 10 % Feines, das durch ein Sieb von 0,5 mm Lochweite geht, zugelassen (ein übermäßiger Gehalt an sehr Feinem beeinträchtigt die gute Durchmischung und Festigkeit). Es werden hier also genauere Zahlenangaben gemacht als in den deutschen Vorschriften.

Wie bei uns hat die Mischung für den Zement nach Gewichtsteilen, für Sand und Kies nach Raumteilen zu erfolgen. Auf 1 cbm Sand und Kiesgemisch, d. h. 0,8 cbm Kies und 0,4 cbm Sand, sollen in der Regel 300 kg Portland-Zement kommen. Bei den Deutschen Vorschriften war bekanntlich eine ähnliche Bestimmung vom Material-Prüfungsamt Lichterfelde angestrebt, sie ist dann aber fallen gelassen bzw. auf Ausnahmefälle beschränkt worden.*) (In den österreich. Vorschriften von 1911 ist dagegen ebenfalls die Mindest-Zementmenge festgesetzt.) Von einem solchen Beton wird nach 28 Tagen die hohe Festigkeit von 200 kg/qcm verlangt (in den Deutsch. Vorsch. i. Allg. nur 150 kg/qcm). Wird diese Festigkeit nicht erreicht, so sind die Fristen für die Ausrüstung, Probebelastungen bzw. Ingebrauchnahme entsprechend zu verlängern, um dem Beton Zeit zur Nacherhärtung zu lassen. Diese Mindestfestigkeit ist bei allen Ingenieurbauten von mindestens 100 cbm Betoninhalt durch Vorproben nachzuweisen. In der Regel sind für je 15 cbm handgemischten und 50 cbm mit Maschine gemischten Beton je 3 Probe-

körper in eiserner Form herzustellen und zwar Würfel von 16—20 cm Kantenlänge, oder Prismen von 12 · 12 · 36 cm Größe (letzteres namentlich für die Fälle zweckmäßig, in denen auch die Biegefestigkeit nachzuweisen ist). Auch für fertig angelieferte Bauteile werden Bestimmungen gegeben, dahingehend, daß von je 50 gleichen Teilen 1 Teil bis zum Bruch zu belasten ist und dabei mindestens das 4fache der Nutzlast tragen muß. Es sei hier gleich erwähnt, daß derartige fertige Konstruktionsteile bei der Verwendung auf der Baustelle mindestens ein Alter von 28 Tagen besitzen sollen.

Bezüglich der Anordnung der Eisen im Bauwerk sind folgende Sondervorschriften gemacht. Abbiegungen müssen mit einem Halbmesser von mindestens 3 d, bei kalter Biegung mindestens 5 d erfolgen (bei uns 2,5 d für Haken, 10-15 d für abgebogene Eisen). Es werden auch Vorschriften für die Ausbildung der Stöße gegeben (die den Deutsch. Vorschriften fehlen). Diese sollen durch halbkreisförmige Abbiegung der Enden und eine Ueberdeckungs-länge von 20 d hergestellt werden, damit die nötige Kraftübertragung gesichert ist. Für die Entfernung der Hauptbewehrungsseisen im Balken wird ein Mindest-Abstand von 3 cm vorgeschrieben (bei uns Abstand gleich d oder mindestens 2 cm). Aus statischen Rücksichten wird ferner verlangt, daß in Platten die Entfernung der Hauptbewehrungsseisen nicht größer als 20 cm (Verteilungsseisen höchstens das doppelte) gewählt wird. Die Betondeckung der Eisen einschl. der Bügel soll mindestens 2 cm im Balken, 1 cm in Platten betragen, bei Rauchgasen ausgesetzten Konstruktionen entsprechend mehr (bei uns nur 1,5 cm in Balken, 1 cm in Platten, 2 cm im Freien), um den nötigen Schutz der Eisen gegen Rostbildung usw. zu sichern.

Bezüglich der Einbringung des Betons wird wie bei uns die Unterbrechung der Arbeit zwischen Plattenbalken-Steg und Platte untersagt. Unvermeidliche Arbeitsunterbrechungen sind an Stellen zu verlegen, die rechnermäßig die kleinsten Beanspruchungen aufweisen. Bezüglich der Bogen-Tragwerke wird darauf aufmerksam gemacht, daß deren Schluß möglichst bei mittlerer Ortstemperatur zu erfolgen hat (damit möglichstste Uebereinstimmung mit den Rechnungs-Voraussetzungen erzielt werden kann). Bei Frost (bei uns von -3° C. an) darf nur betoniert werden, wenn schädliche Einwirkungen des Frostes abgehalten werden. Vor solchen Frostschutzmitteln, die das Eisen angreifen könnten, wird gewarnt.

Sehr eingehend sind die Festsetzungen über die Ausrüstung, für die, im Gegensatz zu den Deutsch. Bestimmungen, genaue Fristen vorgeschrieben werden. Der Beton ist zunächst 3 Tage gegen Erschütterungen und den Einfluß rascher Temperaturwechsel zu schützen; dann frühestens kann die Ausschalung erfolgen. Die Aus-

*) Bezüglich der Begründung gegen diese Festsetzung vergl. „Mitteilungen“ Jahrgang 1915, S. 160.

rüstungsfristen sind je nach Spannweite verschieden lang bemessen und zwar für 3 m auf 10, 3–6 m auf 20, 6–12 m auf 30 und über 12 m auf 40 Tage. (Die Verlängerung der Frist für Spannweiten über 12 m ist neu.) Diese Fristen sind entsprechend zu verlängern, sobald die Temperatur unter $+5^{\circ}\text{C}$ sinkt.

Eine scharfe Kontrolle ist während der Bauausführung durch die Aufsichtsorgane vorgeschrieben. Für Probelastung und Ingebrauchnahme werden jetzt genaue Fristen angegeben: 60 Tage für Eisenbahnbrücken, 50 für Straßenbrücken, Landestege usw., 40 für Hochbauten (bei uns allgemein Probelastungen nicht vor 45 Tagen). Im Uebrigen sind die Probelastungen den allgemeingültigen Vorschriften entsprechend auszuführen.

Aus den Uebergangsvorschriften ist noch zu erwähnen, daß für Bauten, die bei Erlaß der Verordnung schon bestanden haben, die für die ungünstigsten Belastungen ermittelten Materialbeanspruchungen diejenigen der neuen Vorschriften bis zu höchstens 30% über-

schreiten dürfen. Die Höhe der zulässigen Ueberschreitung wird unter Berücksichtigung der besonderen Verhältnisse von Fall zu Fall bestimmt. Im Uebrigen können in besonderen Fällen Ausnahmen von den Bestimmungen verfügt werden (die natürlich auch Verschärfungen sein können). —

Die neuen Vorschriften bedeuten gegenüber den bisherigen einen Fortschritt, indem sie sich auf die neueren wissenschaftlichen Untersuchungen und praktischen Erfahrungen stützen. Sie sind eingehender und klarer gefaßt als die bisherigen und sind zugleich günstiger für den Eisenbeton. In mancher Beziehung, namentlich auch hinsichtlich der hohen Anforderungen an den Beton sind sie noch immer etwas schärfer als die österr. Vorschriften*) v. J. 1911 und die neuen deutschen Vorschriften von 1916. —

*) Einen Vergleich zwischen den neuen schweiz. Vorschriften und den österreichischen, wobei auch vielfach noch auf die neuen deutschen Vorschriften hingewiesen wird, gibt Haberkalt in der österr. Zeitschrift f. d. öffentl. Baudienst 1916, Heft 13.

Zweigeschossiger Eisenbeton-Viadukt in Kansas City, Missouri.

Im vorigen Jahr ist in Kansas City ein Viadukt zur Ueberführung der 12. Straße, d. h. der west-östlich gerichteten Hauptverkehrs-Ader der Stadt über das diese durchziehende etwa 1,2 km breite und bis 50 m tiefe Tal des Kaw-River, mit einer Länge von 700 m (ohne die anschließenden Erdämme), einer größten Höhe von 36,5 m und mit einem Kostenaufwand von 2,6 Mill. M. (für die Viadukt-Konstruktion allein, während das ganze Straßenbau-Unternehmen einschl. Grunderwerb etwa 4 Mill. M. gekostet hat) dem Verkehr übergeben worden. Bisher bestand im Zuge der 12. Straße nur eine dem Kabelbahn-Verkehr dienende Brücke mit 13% (rd. 1:8) Steigung, während der Straßenverkehr auf großen Umwegen mit Rampen ins Tal hinab steigen mußte, auf dessen Sohle sich Verschiebe- und Güterbahnhöfe, Lagerhäuser und industrielle Anlagen verschiedener Art ausbreiten. Die neue zweigeschossige Brücke verbindet in ihrem oberen Geschoß die beiden Talränder in dem immer noch steilen, aber aus örtlichen Gründen nicht herabsetzbaren Gefälle von 5,5% (rd. 1:18), sodaß dieses Geschoß nur der Ueberführung der Straßenbahnen und leichtem Fuhrwerks-Verkehr dient. Das untere Geschoß, welches das Tal etwa in halber Höhe und mit einem mittleren Gefälle von 2,5% (1:40) überschreitet, sodaß dann noch an der steilen Talseite zur Ersteigung der vollen Höhe Rampen am Talhang nötig werden, ist dann auch dem schweren Last-Verkehr zugänglich. In den monatlich erscheinenden „Proceedings of the American Society of Civil Engineers“ Mai 1915 (Bd. XLI, No. 5) verbreitet sich Ing. E. E. Howard, der bei der Aufstellung des Planes mitgewirkt hat, eingehend über Konstruktion, Berechnung, Ausführung und Kosten des Bauwerkes, das nach mancher Richtung hin Interesse verdient. Wir entnehmen dem mit zahlreichen Ansichten und Konstruktionszeichnungen ausgestatteten Aufsatz die befolgenden Uebersichtszeichnungen und die nachfolgenden kurzen Angaben.

Die Gesamtanlage geht aus Längsansicht, Grundrissen und Querschnitten Abbildungen 1–5 hervor. Das Bauwerk besteht danach in der Hauptsache aus steifen Rahmen-Konstruktionen, die sich aus Doppelstützen in Abständen von 10–16 m, verbunden durch starke Quertträger, sowie aus den beiden Brückenbahnen zusammensetzen, die von je 2 zwischen die Stützen gespannten Längsbalken getragen werden. Die untere Fahrbahntafel besitzt eine dem Stützen-Querabstand entsprechende Breite von 9,14 m, während die obere auf 18 m verbreitert ist, also beiderseits noch erheblich über die Träger auskragt. Sie hat eine 6,55 m breite, nur beschotterte Fahrbahn für auf hölzernen Querschwellen ruhendes Straßenbahn-Doppelgleis, eine davon durch Bankett getrennte, mit Holzpflaster mit Teerverguß der Fugen gepflasterte 9,14 m breite Fahrbahn für Straßenfuhrwerk und einen einseitigen 1,52 m breiten Bürgersteig.

Im mittleren Teil des Viaduktes schiebt sich in diese Konstruktion eine 8 Eisenbahngleise überspannende Bogenbrücke mit Zugband von 45,4 m Stützweite, deren untere Fahrbahn am Bogen hängt, während sich die obere auf diesen stützt. (Vergl. Abbildung 6). Diese Brücke vermittelt, wie aus dem Grundriß hervorgeht, gleichzeitig einen Knick in der Achsenführung des Viaduktes, der örtlichen Verhältnisse wegen nicht zu umgehen war.

Die Gründungsverhältnisse des Viaduktes sind wechselnde. Ein Teil der Pfeiler konnte unmittelbar auf Fels bzw. festen Baugrund gegründet werden, während die Mehrzahl auf Betonpfählen, System Raymond, ruht, bei dem bekanntlich dünne Blechhüllen mittels zusammen-

schiebbaren Kernes in den Boden gerammt und nach Herausziehen des Kernes ausbetoniert werden. Betonpfähle, bei denen frischer Beton mit dem Erdreich unmittelbar in Berührung kommt, waren hier nicht zugelassen. Der Beton der Pfähle bestand aus 1 Zement : 3 Sand : 5 Steinschotter. Eisen wurden nicht eingelegt. Im Ganzen waren 2610 Pfähle von 5,5 m mittl. Länge herzustellen.

Ausdehnungsfugen sind in dem Bauwerk im Unter-geschoß an jedem dritten, im Obergeschoß an jedem fünften Pfeiler angeordnet, die oberen Fugen versetzt gegen die unteren. Ebenso wurden an den Enden der größeren Spannungen und an den Endwiderlagern Ausdehnungsfugen angeordnet.

Der Beton des Bauwerkes bestand im Allgemeinen aus 1 Zement : 2 Sand : 4 Steinschotter, für Handeleiten der Geländer und für die Stufen der an mehreren Stellen von der Talsohle bis zur oberen Fahrbahn reichenden Treppen 1:1,5:3 in feinerer Körnung. Verbaut wurden im Ganzen 24 860 cbm Beton. Die Fahrbahn wurde sorgfältig abgedichtet; bei der Straßenbahn-Fahrbahntafel wurden 2 mit Asphalt getränkte Stofflagen, darauf eine Asphalt-Pappschicht, darüber 2,5 cm Asphaltmastic und schließlich eine Sandschutzschicht aufgebracht; unter dem Holzpflaster der Fuhrwerksbahn begnügte man sich mit je 1 Lage Stoff und Pappe.

Der Berechnung wurden die folgenden Annahmen zugrunde gelegt: Belastung der Fahrbahntafel und der Quertträger unter der Straßenbahn durch 2 gekuppelte Straßenbahnwagen von je 16 m Länge und je 50 t Gewicht mit Zuschlägen für Stoßwirkung; für die Belastung der Balken und Bogenrippen 40 t-Wagen. Für den Straßen-Fahrdamm wurden 1000 bzw. 800 kg/qm Last für den Damm, 800 bzw. 600 desgl. für die Fußwege angenommen. Außerdem wurde die Fahrbahntafel noch für eine 15 t-Walze bemessen. Gegenüber den schweren Verkehrslasten sind die Windpressungen mit 75 kg/qm für belastete, 150 kg/qm für unbelastete Brücke niedrig angenommen. Für die Eisen-Einlagen (Knoteneisen), für welche Eisen von 42 bis 53 kg/qmm Zugfestigkeit, 25 kg/qmm Streckgrenze und 22% Dehnung gefordert wurden, sind rd. 1000 kg/qcm Beanspruchung zugelassen worden. Biegungsspannungen im Beton wurden mit 42 kg/qcm, reine Druckbeanspruchungen bis 32 kg/qcm zugelassen, während für Scherspannungen 12,5, Gleitspannungen 7,5 kg/qcm angesetzt sind. Die Zugfestigkeit des Betons ist gleich Null gesetzt, schräge Zugspannungen wurden mit 2,5 kg/qcm, bei teilweise aufgebogenen Eisen mit 3,5 und bei voller Bewehrung zur Aufnahme der Scherspannungen mit 7 kg/qcm in Anrechnung gebracht. Bei gleichzeitiger Berücksichtigung der Wind- und Temperatur-Spannungen wurden rd. 30% Zuschlag gestattet.

Von den Einzelheiten der Konstruktion ist die Ausbildung des Bogens von Interesse (Abbildung 5 und 6). Der Bogen ist nur auf einer Seite fest mit dem Widerlager verbunden, während er auf der anderen Seite auf 2 Pendelstützen ruht. Die Spannweite, in Bogenachse gemessen, ist 40,9, der Pfeil 7,33 m. Die Hängesäulen bzw. Stützen sind in 5,18 m Entfernung angeordnet. Die Bogen-Enden zeigen kräftige Knotenbleche, an welche einerseits die Eisen der Bogenbewehrung mit kleinen Winkelseisen anschließen, während andererseits hier das Zugband ein-greift. Letzteres besteht aus Augenstäben (Flacheisen) in 2 Reihen unter- und 4 Reihen nebeneinander. Das Zugband wurde mit Spannvorrichtungen ausgerüstet; es soll damit die Streckung unter dem Eigengewicht ausgeglichen werden, damit die Spannungen des Bogens unter dem Eigengewicht derjenigen eines zwischen feste Widerlager

eingespannten Bogens entsprechen; es sollen damit ferner die Spannungen im Bogen ausgeglichen werden, die aus dessen Verlängerung unter dem Eigengewicht entstehen und es soll damit schließlich auch die Streckung des Zugbandes und die Verlängerung des Bogens ausgeglichen werden, die diese unter voller Verkehrslast auf halber Spannweite des Bogens verbinden. Diese verschiedenen Forderungen bedingen eine Anspannungs-Möglichkeit um 27 mm, was einer Verkürzung der Bogenspannweite um 11 mm nach Aufbringung der Eigenlast gegenüber dem Anfangszustand der Einbauung des Zugbandes entspricht.

In den das Zugband umhüllenden Beton ist noch ein I-Balken eingebettet, an den sich die I-Querbalken der Fahrbahntafel anschließen, die mit möglichster Ersparnis an Konstruktionshöhe über den Gleisen hergestellt werden mußten. Die Hängesäule für doppelte Rundeisen, die Pendelstützen enthalten eine vollständige vernietete Eisenkonstruktion und besitzen oben und unten Bolzengelenke. Sie sind daher mehr als mit Beton umhüllte Eisenkonstruktionen, denn als Eisenbeton-Konstruktionen zu betrachten.

Die Gesamt-Konstruktion des Viaduktes enthält etwa 2080 t Eisen. Von den Kosten entfallen rd. 240 000 M. auf die Pfahlgründung, 1,16 Mill. M. auf den Beton, 608 000 M. auf das Eisen. Die Brücke wurde von der Stadt erbaut nach den Plänen und unter der Oberaufsicht der beratenden Ingenieure Waddell und Harrington. Der Verfasser des Artikels hat die Vorarbeiten gemacht, die Entwurfsarbeiten geleitet und die Bedingungen für die Ausführung aufgestellt. Bezüglich der weiteren Einzelheiten sei auf die Veröffentlichung selbst verwiesen, die sich namentlich auch über die Ausführung, die Einrichtung des Bauplatzes, die Mischungs- und Einbringungsart des Betons eingehend verbreitet. —

Zweigeschossiger Eisenbeton-Viadukt
in Kansas City, Missouri.

Aus: Proceedings of the American
Society of Civil Engineers vom
Mai 1915 (Bd. XLI, No. 5).

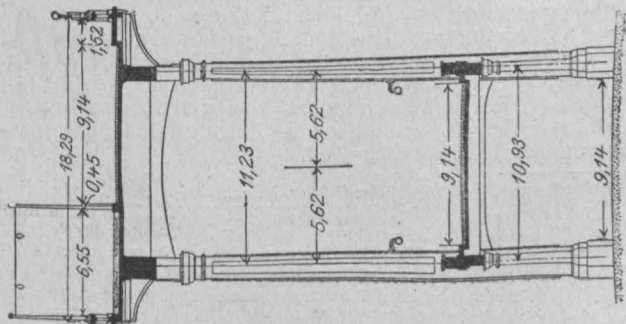


Abbildung 4.

Querschnitt durch den Viadukt.

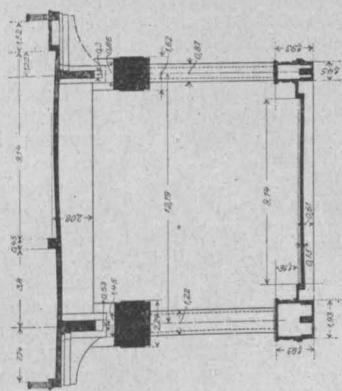


Abbildung 5.

Querschnitt durch die Bogenbrücke.

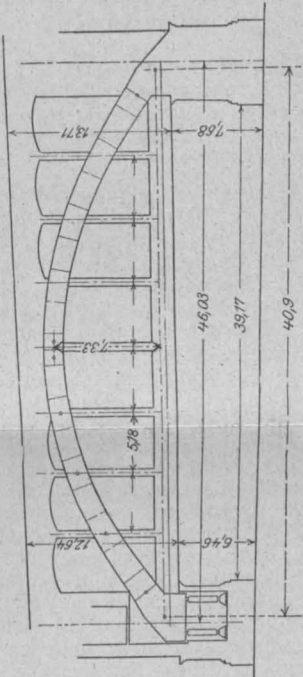
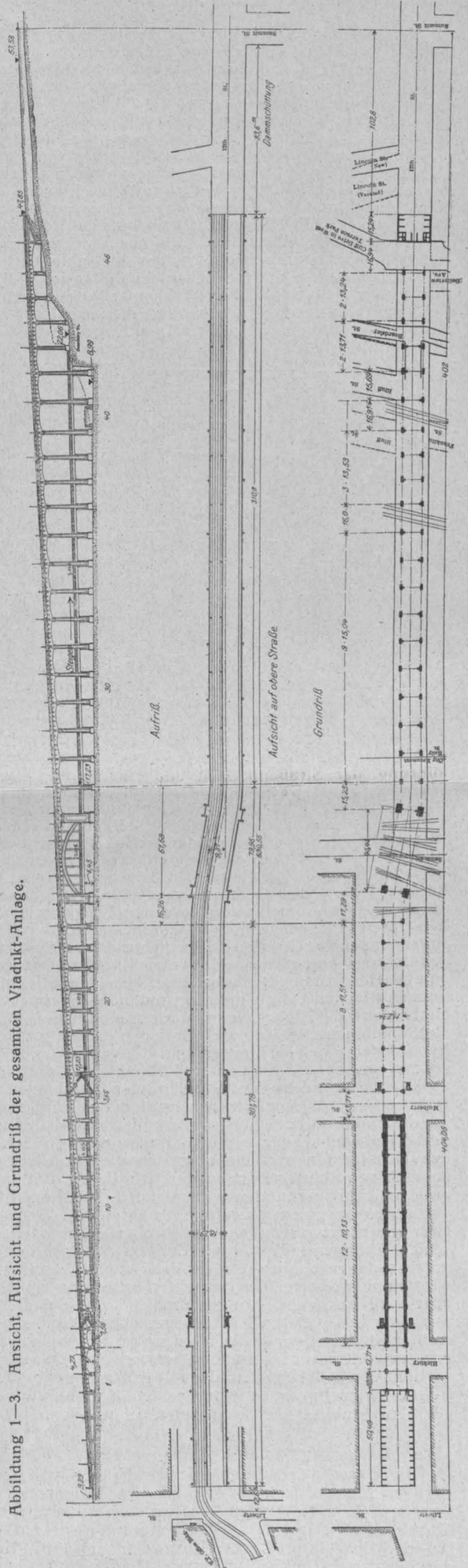


Abbildung 6. Allgemeine Anordnung der Bogenbrücke.

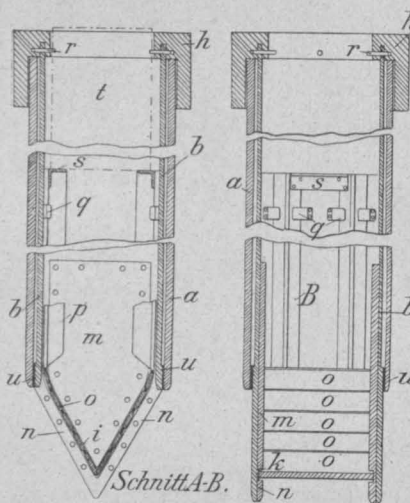
Abbildung 1—3. Ansicht, Aufsicht und Grundriß der gesamten Viadukt-Anlage.



Vermischtes.

Verfahren und Vorrichtung zur Herstellung von Betonpfählen. D. R. P. 290963 für Harald Broe & Christoffer Nyholm in Hamburg. Zum Zweck der Herstellung von Betonpfählen im Erdboden hat man bereits vorgeschlagen, ein unten verschließbares Rohr bei geöffnetem Verschluss in den Boden einzurammen, es darauf zu schließen und samt seinem Erdinhalte hochzuheben, worauf der Hohlraum mit Beton ausgefüllt wird. Das Rohr zeigt hierbei als Verschluss einen klauenartig aufgespaltenen Unterteil, der mit Hilfe eines unten kegelförmig verjüngten, mit dem Verschlussrohr einzutreibenden Mantelrohres dadurch zum Schließen gebracht wird, daß das Verschlussrohr noch etwas tiefer als das Mantelrohr eingetrieben wird, wodurch die Backen sich schließen. Die Backen können beim Hochheben des mit Erde gefüllten Innenrohres jedoch nicht in wirksamer Weise geschlossen gehalten werden. Auch bedingt die durch die kegelförmige Verjüngung vergrößerte, das Erdreich teilweise

zur Seite drängenden Angriffsfläche des Mantelrohrunterteiles einen verhältnismäßig hohen Kraftaufwand bei dem Rammen. Diese Nachteile sollen nun durch das neue Verfahren vermieden werden. Die Abbildungen zeigen die neue Vorrichtung unter Zugrundelegung eines viereckigen Rohr-Querschnittes und von aus einzelnen Gliedern zusammen-



Schnitt C-D.

gesetzten Schneideflächen. Hiernach weist der nur bei lockerem Erdreich notwendige, sonst entbehrliche Stützmantel *a* in seinem Inneren das zu verschließende Rohr *b* auf. Zum gemeinsamen Eintreiben beider Rohre dient das

Kopfstück *h*, das gleichzeitig auch zum Anheben des nach dem Einrammen verschlossenen Rohres *b*, das an ihm durch Stifte *r* befestigt gedacht ist, benutzt wird. Das Anheben kann auch durch Haken im Inneren des Oberteiles des Rohres *b*, an denen die Hubvorrichtung angreift, erfolgen. Die Hauptbestandteile des Verschlusses sind die beiden Schneideflächen *i*, die in Führungsnuten *k* der Vorder- und Hinterwand des Rohres *b* angeordnet sind. Diese Nuten sind in einfacher Weise durch Auflegen der Platten *m* und Randleisten *n* auf die Vorder- und Rückwand des Rohres geschaffen, so daß Platten und Randleisten die Nuten zwischen sich frei lassen. Von den vier Wandungen des Rohres sind bis zum unteren Ende der Führungsnuten nur die beiden die Führungen *k* tragenden Wandteile durchgeführt, die dabei keilartig abgeschnitten sind. Die Schneideflächen *i* bestehen aus einzelnen über die ganze Breite der zugehörigen Rohrwandungen durchgehenden, mit aneinandergelenkig verbundenen klappenartigen Gliedern *o*, die von Führungsschienen *p* getragen werden, die sich innerhalb von Führungswinkeln *q* nach oben oder unten verschieben können und am oberen Ende durch Versteifungen *s* miteinander verbunden sind. Um die Klappen *i* zu schließen, wird auf den Oberteil der versteiften Schienen *p* ein Druck oder Stoß ausgeübt. Am unteren Ende ist das Rohr *b* mit einer bearbeiteten Fläche *u* versehen, durch die ein dichter Abschluß gegen den Mantel *a* bewirkt und das Eindringen von Erdreich beim Rammen zwischen beide Rohre verhindert wird. Nachdem das mit Erdreich gefüllte Vortreibrohr *b* hochgezogen, wird das Erdloch mit Beton ausgefüllt und zugleich das Mantelrohr hochgezogen. — G.

Literatur.

Die Berechnung durchlaufender Träger und mehrstieliger Rahmen nach der Methode des Zahlenrechtecks. Fertige Einflußlinien aller vorkommenden Werte. Tabellen für Stockwerksrahmen. Von Dr.-Ing. Dr. Viktor Lewe. Born-Leipzig 1916. Kommissionsverlag von Robert Noske.

Im Vorwort gibt der Verfasser einen Ueberblick über die geschichtliche Entwicklung der Statik der durchlaufenden Träger und führt die heute vorhandenen Berechnungsmethoden an. (Nicht erwähnt sind die vom Unterzeichneten angegebenen einfachen Formeln und Zahlentabellen. *) Den Inhalt der Arbeit bildet dann die Entwicklung eines neuen rechnerischen Verfahrens zur Ermittlung der Einflußlinien für Biegemomente, Quer- und Stützenkräfte, das durch Schematisierbarkeit zu sehr einfacher, bequemer Anwendung führt und auch gestattet, beliebige Ausbildung des Stützenanschlusses zu behandeln. In einer Zahlentabelle im Anhang werden die Einflußordinaten der Querschnittskräfte in der Form $K = m \cdot e$ gegeben, so zwar, daß die *e* der Tabelle zu entnehmen, die *m* schematisch zu berechnen sind. Durchgeführte Anwendungsbeispiele zeigen den tatsächlich sehr bequemen Gebrauch des Verfahrens, das sich schnell einüben läßt und (insbesondere bei Gebrauch einer Rechenmaschine) schnell und sicher zum Ziele führt, sodaß es als eine für den praktischen Gebrauch sehr wertvolle und zu empfehlende Neuerung zu begrüßen ist. Inhalt: 1. Theoretische Behandlung des freigelagerten Trägers und des Verfahrens in seiner Anwendung auf durchlaufende Träger mit steif verbundenen Stützen (mehrstielige Rahmen). 2. Anwendungen und zwar a. durchlaufender Träger auf *n* Mittelstützen, Trägheitsmoment veränderlich, jedoch in den Feldern konstant; b. durchlaufende Träger mit beliebiger Stützverbindung (frei aufliegend, steif verbunden, an den Enden eingespannt, Stützen unten eingespannt oder gelenkig gelagert); c. Tabellen der Momente in Stockwerksrahmen mit beliebig vielen Öffnungen von gleichem Steifigkeitsverhältnis; d. der freigelagerte durchlaufende Träger mit verschiedenen Öffnungsweiten, aber gleichem Steifigkeitsverhältnis. —

Dr.-Ing. H. Nitzsche.

Festigkeitseigenschaften und Gefügebilder der Konstruktions-Materialien. Von Dr.-Ing. C. Bach und R. Baumann, Professoren an der Techn. Hochschule zu Stuttgart. Berlin 1915. Verlag Jul. Springer. Pr. geb. 12 M. —

Zweck der vorliegenden Arbeit ist nach den Verfassern, dem Ingenieur in einer kurzgefaßten Darstellung das Tatsachen-Material darzubieten, das auf dem Gebiet der Elastizität und Festigkeit der Konstruktions-Materialien vorhanden ist und als ausreichend zuverlässig gelten kann. Die Darstellung stützt sich auf Ergebnisse, die in den 30 Jahren des Bestehens der Stuttgarter Material-Prüfungsanstalt dort gewonnen worden sind. Zur Erläuterung sind zahlreiche Dehnungslinien, Bruchbilder und Gefügebilder (phot. Aufnahmen von mikroskopischen Dünnschliffen) in vorzüglicher Klarheit beigegeben.

Die Schrift gibt zunächst eine kurze Uebersicht über die Art der üblichen Versuche der mechanischen Prüfung, enthält in seinem Hauptteile die Prüfungsergebnisse, mit zahlreichen Hinweisen auf die Veröffentlichungen des Amtes aus den einschlägigen Gebieten, und macht in einem kurzen Anhang noch einige Bemerkungen über die Vorbereitung von Probestücken zur metallographischen Untersuchung, über Gefüge-Bestandteile von Eisen und Stahl usw. Die Arbeit wendet sich in erster Linie wohl an den Maschinen-Ingenieur, da die verschiedenen Stahllarten und Metall-Legierungen einen breiten Raum einnehmen. Der Bauingenieur findet aber in den Abschnitten über Flußeisen und -Stahl, Schweißeisen und Gußeisen, ferner unter den Nichtmetallen in den Ausführungen über Holz, Beton und Steine, welche letztere allerdings recht knapp gehalten sind manches für ihn Wissenswerte und erhält daraus manchen nützlichen Wink, namentlich auch über das Erkennen von Fehlern, die aus der Herstellung herrühren und über die Wirkung verschiedener Bearbeitungsweise auf die Struktur. Die beigegebenen Bilder liefern hierzu ein vortreffliches Anschauungsmaterial. Bei den Versuchen mit Hölzern ist eine Tabelle bemerkenswert, in der nicht nur die Festigkeiten auf Zug, Druck und Biegung einer ganzen Reihe von Hölzern, sondern auch ihre Dehnungskoeffizienten zusammengestellt sind. Aus den allerdings nur sehr knappen Ausführungen über Beton geht hervor, daß die äußersten Grenzwerte der vom Amt bisher beobachteten Betonfestigkeiten zwischen 7 kg/qcm nach 4 Wochen und 550 kg/qcm nach 6 Jahren lagen. Für den in der Praxis stehenden Ingenieur bildet die Zusammenstellung ein überaus wertvolles Hilfsmittel. —

Fr. E.

*) Nitzsche, Kontinuierliche Träger, Leipzig 1915. B. G. Teubner.

Inhalt: Städtisches Schwimmbad, Luft- und Sonnenbad in Karlsruhe i. B. — Neue schweizerische Eisenbeton-Vorschriften für den Verkehr dienende Bauten. (Schluß.) — Zweigeschossiger Eisenbeton-Viadukt in Kansas City, Missouri. — Vermischtes. — Literatur. —

Verlag der Deutschen Bauzeitung, G. m. b. H., in Berlin.
Für die Redaktion verantwortlich: Fritz Eisen in Berlin.
Buchdruckerei Gustav Schenck Nachflg. P. M. Weber in Berlin.

DEUTSCHE BAUZEITUNG

MITTEILUNGEN ÜBER ZEMENT, BETON- UND EISENBETONBAU

UNTER MITWIRKUNG DES VEREINS DEUTSCHER PORTLAND-
CEMENT-FABRIKANTEN UND DES DEUTSCHEN BETON-VEREINS

XIII. Jahrgang 1916.

Nº 11.

Die Schnellfilter-Anlage des Wasserwerkes der Stadt Altona.

Architekt: Stadtbauinspektor Heil. Innere Einrichtung: Direktion des Wasserwerkes.



In der Entwicklungsgeschichte der städt. Wasserversorgung ist das in den Jahren 1857/59 erbaute Wasserwerk der Stadt Altona insofern von Bedeutung, als es eine der ersten Anlagen war, die mit Sandfiltern ausgerüstet auf dem Festlande in Betrieb kamen. Die Filter-Anlage bestand zuerst aus 4 Filtern mit je 800 qm Sandfläche, für die damaligen 45000 Einwohner Altonas ausreichend. Mit der Bevölkerung wuchs die Zahl der Filter, sodaß heute deren 18 mit

etwa 19000 qm Gesamtfläche zur Verfügung stehen. Wenn auch die vorhandenen Langsamfilter technisch zur Lieferung einwandfreien Wassers genügten, so zwang doch die einerseits zurückgehende Güte des Rohwassers und die anderseits ständig steigende Wasserabgabe, die Leistungsfähigkeit der vorhandenen Filter zu erhöhen. Zwei Wege standen offen. Einmal die Zahl der Langsamfilter weiter zu vermehren, oder aber die bestehenden Langsamfilter durch Anlage eines Schnellfilter-Werkes von den sichtbaren Schwebestoffen zu entlasten und so durch ein Vorfiltrieren des Rohwassers leistungsfähiger zu machen. Man wählte den letzteren Weg.

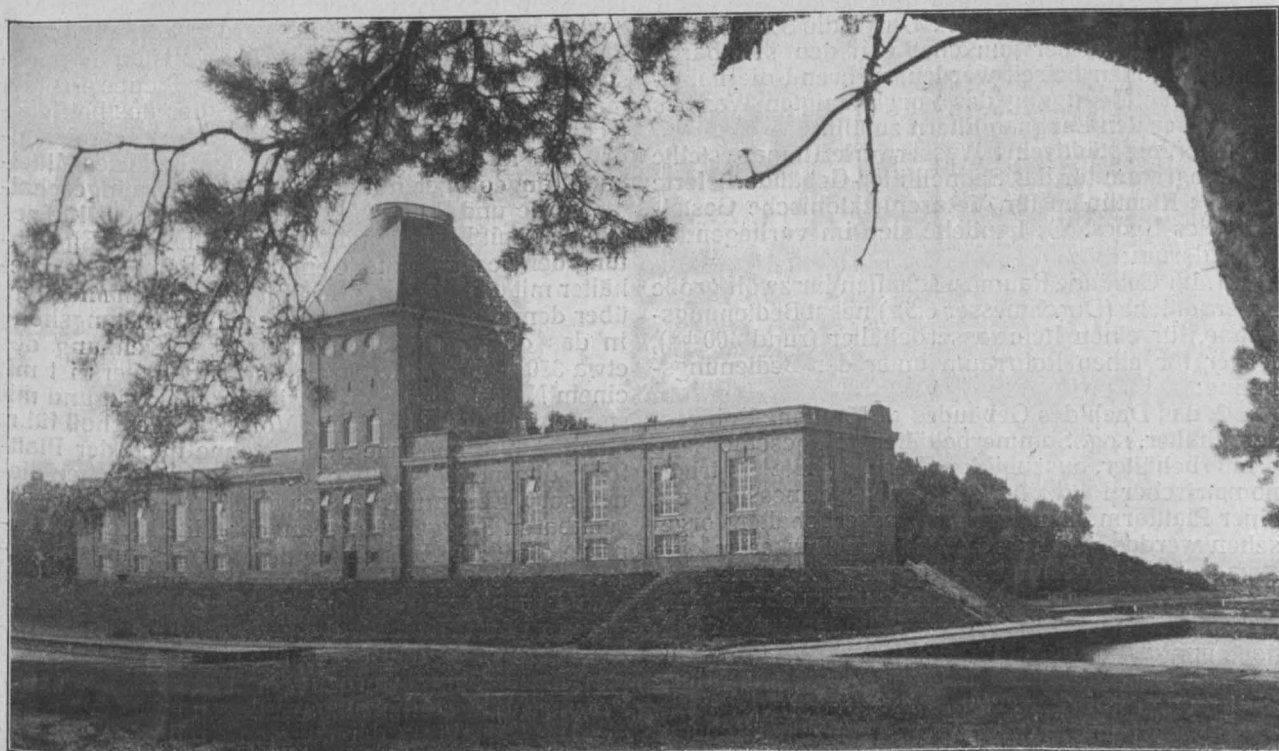


Abbildung 4. Gesamtansicht des Schnellfilter-Gebäudes. Architekt: Stadtbauinspektor Heil in Altona.

Die Wasserwerksanlagen Altonas setzen sich aus zwei örtlich getrennten Teilen zusammen. Der eine Teil, am Strande der Elbe in Blankenese gelegen, dient der Entnahme und dem Heben des Elbwassers, der andere der Reinigung und Ansammlung des gereinigten Wassers auf dem 80^m hohen Bursberg. Zunächst wird das Flußwasser in zwei große je 36000^{cbm} fassende Becken geleitet, von denen das eine bei höchster Flut gefüllt, während das andere durch Pumpen entleert wird. Dadurch wird erreicht, daß das Wasser bereits vor dem Heben einen Teil seiner Schwebstoffe absetzt. Das so vorgeklärte Wasser wird durch Dampfmaschinen auf die Filteranlage hoch gepumpt und zur Zeit noch durch die Langsam-Sandfilter allein gereinigt. Nach Inbetriebnahme der in den Jahren 1913/14 erbauten Schnellfilter-Anlage, deren Gesamtanordnung aus den Abbildungen 1—3, deren Äußeres aus dem Gesamtbild, Abbildung 4, S. 81, und späteren Darstellungen ersichtlich ist, wird es zunächst dieser zugeführt werden.

Die wesentlichen Bestandteile des Schnellfilter-Werkes sind die Rohwasserbehälter, die Filter und ein hochgelegener Reinwasserbehälter. Das Wasser gelangt zunächst in die Rohwasserbehälter, die, behufs Erreichung einer guten Belüftung des Flußwassers als offene Behälter ausgebildet, die Decke der großen Seitenhallen bilden und von denen an jeder Gebäude-seite 3 Stück vorhanden sind. Daneben sind noch sogen. Winterbehälter vorgesehen, die mit kräftigen Bohlen abgedeckt, längs der ganzen Rückwand der vorgenannten offenen Sommerbehälter angeordnet sind, und vor allem dem Winterbetrieb dienen sollen, wenn die Sommerbehälter der Frostgefahr wegen entleert werden müssen. Die Seitenhallen des Gebäudes dienen zur Aufnahme von 12 runden Bottichen aus Eisenbeton mit einem Durchmesser von rund 6,5^m, welche (wie später nachfolgende Abbildungen zeigen) doppelwandig ausgebildet sind. Einen Blick in die Filterhalle gibt Abbild. 5, S. 84 wieder. Je zwei Filter stehen durch Rohrleitungen mit dem darüberliegenden zugehörigen Rohwasserbehälter in Verbindung. Das Rohwasser steigt durch den Ringraum hoch, über den Innenrand hinweg und fließt in den Filterraum und durch eine 1^m hohe Sandschicht mit ziemlich hoher Geschwindigkeit. Das so gereinigte Wasser sammelt sich unter dem Sande und wird durch ein Röhrensystem am Boden abgeführt und in den vor dem Schnellfilter-Gebäude liegenden Sammelbehälter für das vorgereinigte Wasser und von diesem in die Langsamfilter weiter geleitet. Durch die Schnellfilter soll das Rohwasser zunächst von den sichtbaren Schwebstoffen befreit werden, während die bakteriologische Reinigung des vorgereinigten Wassers wie bisher den Langsamfiltern zufällt.

Das vom städtischen Wasserwerk Altona gestellte Bauprogramm für das Schnellfilter-Gebäude lieferte strenge Richtlinien für die architektonische Gestaltung des Baues. Es handelte sich im vorliegenden Falle darum:

1. im Gebäude Raum zu schaffen für zwölf große Filterbottiche (Durchmesser 6,5^m) nebst Bedienungsbühne, für einen Reinwasserbehälter (rund 400^{cbm}), ferner für einen Rohrraum unter der Bedienungsbühne;

2. das Dach des Gebäudes als 6 offene Rohwasserbehälter, sog. Sommerbehälter und geschlossene Winterbehälter, auszubilden. Ferner sollte ein trigonometrischer Punkt für die Landesvermessung auf einer Plattform über dem Reinwasserbehälter vorgesehen werden. So ergab sich beim Entwerfen eine etwa 8^m hohe geräumige Mittelhalle mit symmetrisch angeordneten Seitenhallen, die in ihrem oberen Räume je 6 Bottiche, im unteren das Fundament der Bottiche und den breiten Flur zur Aufnahme der starke Abmessungen aufweisenden Rohre enthalten. (Einen Blick in den Rohrraum zeigt Abb. 6, S. 84.) In der Mittelhalle führt eine 3 armige Treppe von dem zu ebener Erde liegenden Rohrgang zur Bedienungsbühne. Die um die Treppenöffnung laufende Galerie, die der Mit-

telhalle einen dielenartigen Eindruck verleiht, ist in weißgestrichenen Holzstäben mit schwarzpoliertem Handlauf zwischen Betonpfosten ausgebildet. Die Mittelhalle, ist dem Zweck des Baues entsprechend, in Architektur und Farbe möglichst einfach gehalten. Breite, ringsum laufende, wenige Zentimeter abgesetzte Plattenstreifen verjüngen die rauhgespritzte Decke, die hierdurch gleichsam als eine große Kasette die Halle nach oben abschließt. Ein weiches gelbgrünes Reflexlicht der schlicht verglasten 3 großen Hallenfenster stumpft in der Empfangs-Treppenhalle das Kalte des in dem ganzen Innenraum verwandten blaugrauen Farbtons vorteilhaft ab, während er in den Seitenhallen die gewünschte Klarheit und Frische durch die hellverglasten Fenster behält. Der einzige ornamentale Schmuck und zwar nur in der Mittelhalle bilden ein unter der Decke laufender breiter Fries aus geometrischen Mustern, wechselnd mit Kränzen aus Wasserrosen, ferner eine kräftige Strich-einfassung der 3 großen Mittelhallenfenster. Ein für später vorgesehenes Mosaikbild in der Brüstungsmauer über dem Podest der Haupttreppe, sowie die darüber anzubringende Marmor-Schalttafel mit ihren Messingarmaturen werden eine willkommene Schmuckbereicherung bilden und auf der schlichten Rückwand der Mittelhalle, gegenüber dem Haupteingang voll zur Wirkung kommen. Die Fußböden der Mittelhalle sind mit gelben schwedischen Klinkern belegt.

In den Seitenhallen sind nur die Rahmen der Deckenkonstruktion sichtbar gelassen (Abbildung 5), während die zwischen den Rahmen liegenden Konstruktionen durch untergespannte Rastabdecken verdeckt wurden. Abgesehen davon, daß auf diese Weise eine Schweißwasserbildung an der nach außen vollständig freien Seitenhallendecke möglichst vermieden wurde, kam auch durch die rhythmisch wiederkehrende, kräftige Querteilung eine angenehme Unterbrechung in diese langgestreckte Decke.

Die Haupttreppe in der Mittelhalle wurde aus Eisenbeton hergestellt, mit Granitmasse überzogen und an Ort und Stelle steinmetzmäßig bearbeitet. Die Fortsetzung der Haupttreppe bildet eine an der Rückfront angelegte rd. 1,1^m breite Stockwerkstreppe, zu der eine Tür aus der Mittelhalle führt. Diese Stockwerkstreppe, ebenfalls ganz aus Beton mit steinmetzmäßig bearbeitetem Granitüberzug hergestellt, besitzt auch einen unmittelbaren Zugang von außen, sodaß die hochragende Plattform des turmartigen Mittelbaues ohne Weiteres dem Publikum zu Aussichtszwecken unt. Umst. geöffnet werden könnte, da die Betriebsräume des Wasserwerkes vollständig abgeschlossen werden können. Auf dieser Treppe erreicht man zunächst den Zwischenstock, der aus betriebstechnischen Gründen zur Erzielung einer ausreichenden Druckhöhe für den an höchster Stelle des Mittelbaues angeordneten Reinwasserbehälter eingeschaltet wurde und Büro-zwecken dient, auch ein kleines Museum mit Plänen und Modellen über die Einrichtung der Gesamt-Anlage enthält. Der Reinwasserbehälter mit dem Spülwasser füllt den ganzen Mittelbau über dem Bürogewölbe und ragt bis Brüstungshöhe in das oberste Geschoß hinein. Die Oeffnung des etwa 350^{cbm} fassenden kreisrunden Behälters ist mit einem Netz von Eisenbetonrippen aufgeteilt und mit starken Bohlen aufgedeckt. Vom Dachgeschoß führt eine kräftige hölzerne Podesttreppe nach der Plattform, die zunächst Landesvermessungszwecken dienen soll. Eine am Ende der im Turmdachraum versenkbaren Flaggenstange angebrachte kleine Eisenplatte dient zur Aufstellung des Vermessungsinstrumentes. Der Teil der nördlichen Seitenhalle, der aus dem Berge heraustritt, mußte besonders gegründet werden und erhielt für die Aufnahme der Filterbottiche eine tragende Decke. Die hierdurch gewonnenen Kellerräume wurden zur Unterbringung der Pumpen- und Luftheizungs-Anlagen benutzt.

Die Gestaltung der äußeren Architektur bot insoweit etwas Neues, als die Direktion des Wasserwerkes die über den Seitenhallen liegenden Roh-

Erklärung:

R. B. = Reinwasser-Behälter.
 (Spülbehälter für den Schnellfilter.)
 R. V. = Rohwasser-Verteilungsbehälter.
 K. = Kontrollier.
 A. M. = Antrieb-Motor.
 H. = Heizraum.
 H. K. = Heizkanal mit Ventilator-Anlage.
 P. S. = Pumpen-Anlage für die Spülbehälter.
 V. = Ventilator.
 S. = Schnellfilter.

Architekt: Stadtbauinspektor Heil,
 Innere Einrichtung: Direktion des Wasserwerkes.
 Bauausführung: H. C. Hagemann G. m. b. H. in
 Hamburg-Altona.

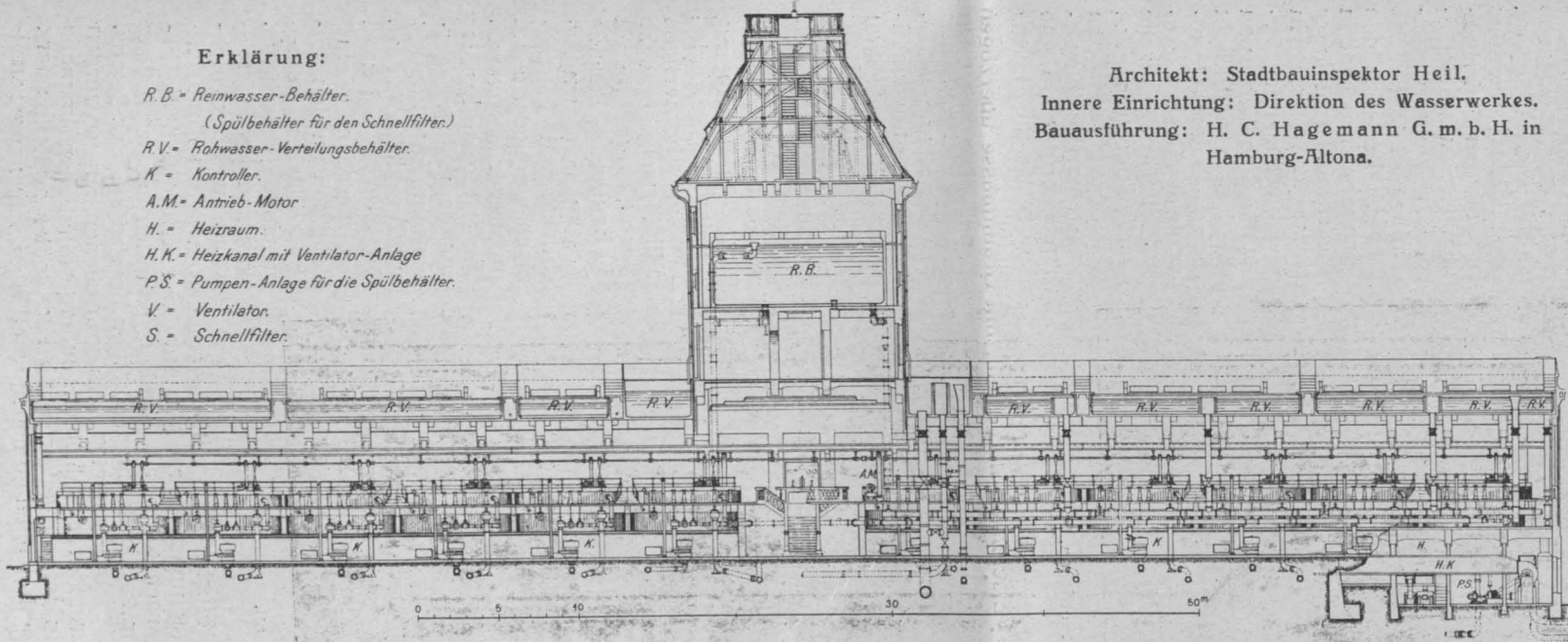


Abbildung 1. Längsschnitt durch das Schnellfilter-Gebäude.

Abbildung 2 (unten). Grundriß des Schnellfilter-Gebäudes. Links in Höhe des Untergeschosses, rechts Aufsicht auf die Rohwasser-Verteilungsbehälter.

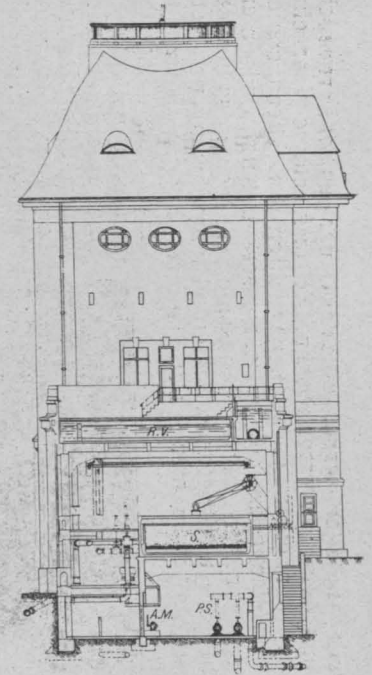
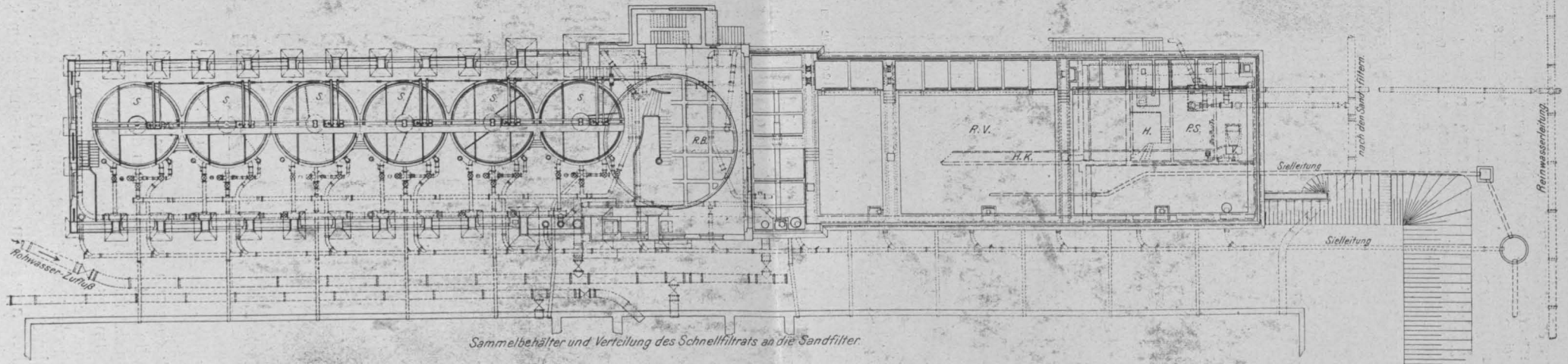


Abb. 3. Querschnitt am Turm.



Die Schnellfilter-Anlage des Wasserwerkes der Stadt Altona.

wasserbecken zwecks guter Belüftung des Wassers offen verlangte. Da es sich ferner bei dem Bau um eine Aufgabe handelte, die derjenigen eines Aussichts- oder Denkmalbaues ähnelt, der Bau außerdem an einer landschaftlich bevorzugten Stelle des Blankeneser Gebietes erstellt werden sollte, so mußte dahin gestrebt werden, alle wassertechnischen Forderungen

zu halten waren, sollte das Ganze aus der Ferne nicht verschwommen wirken. Die stark betonte Wagrechte der beiden Seitenhallen mit ihren als Deckenabschluß dienenden offenen Rohwasserbehältern wird unterbrochen durch die massige Senkrechte des turmartigen Mittelbaues, dessen leichtgeschwungene Dachhaube in einer ovalen Plattform endigt. Von der 118 m

über Elbe gelegenen Plattform genießt man einen prächtigen Rundblick auf die Elbe und ihre Ufer bis nach Hamburg hin, auf die unten liegende terrassenförmig sich aufbauende Villenstadt Blankenese und die fruchtbare, reichbesiedelte holsteinische Tiefebene.

Für das gewaltige mit offenen Filterbecken durchsetzte Gelände der Wasserwerks-Anlage bildet das Schnellfilter-Gebäude einen entsprechenden Abschluß. Dicht hinter dem rd. 2,5 m über dem Gelände liegenden Verteilungsbehälter von 20 · 100 m Ausmaß erhebt sich der Bau als Dominante der Gesamtanlage. Eine rd. 7 m breite Verbindungstreppe des Geländes mit dem hoch gelegenen Vorfiltergelände bringt in die langgestreckte Böschungsläche eine angenehme Abwechslung. Sie mündet auf eine den Verteilungsbehälter überspannende Eisenbetonbrücke von etwa 4 m Breite und 20 m Länge. Letztere ist ganz in Eisenbeton ausgeführt mit möglichst geschlossenem Geländer, eine Anordnung, zu der die gewaltige Masse des turmartigen Mittelbaues geradezu zwang, damit die auf die Baumasse führende Brücke sich dem Architekturbild harmonisch eingliederte und nicht erdrückt wurde. Die Brücke soll später nur dem Fußgänger-Verkehr dienen und ist mit Teerplatten belegt. Die Brücke selbst ist entsprechend dem Hauptbau an den Ansichtsflächen steinmetzmäßig bearbeitet. Während das Filtergebäude aus Eisenbeton-

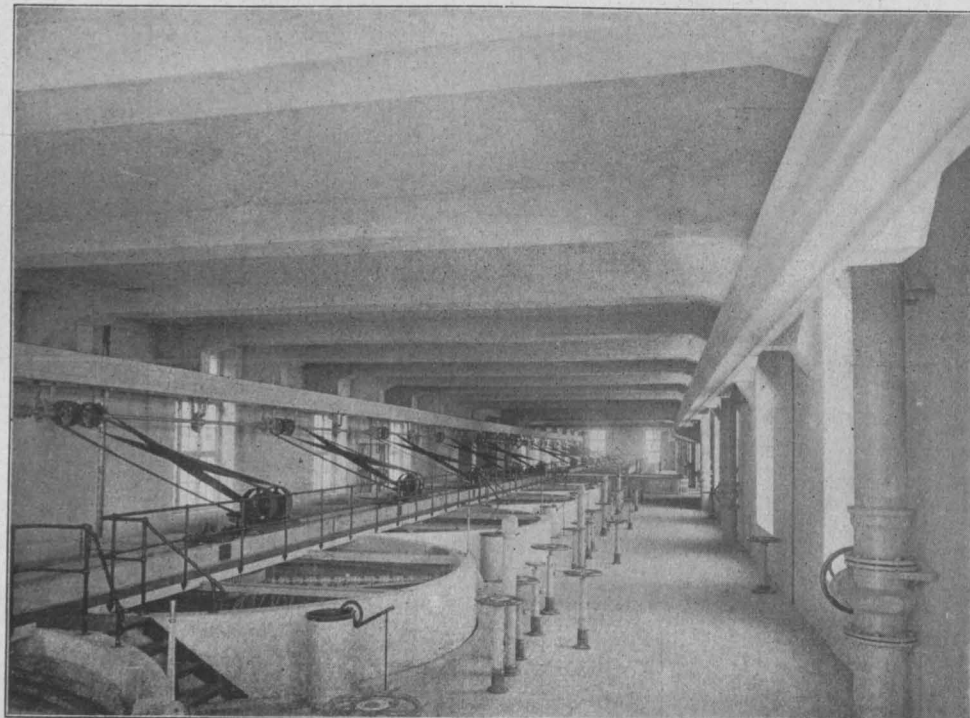


Abbildung 5. Filterhalle mit den Filterbottichen.

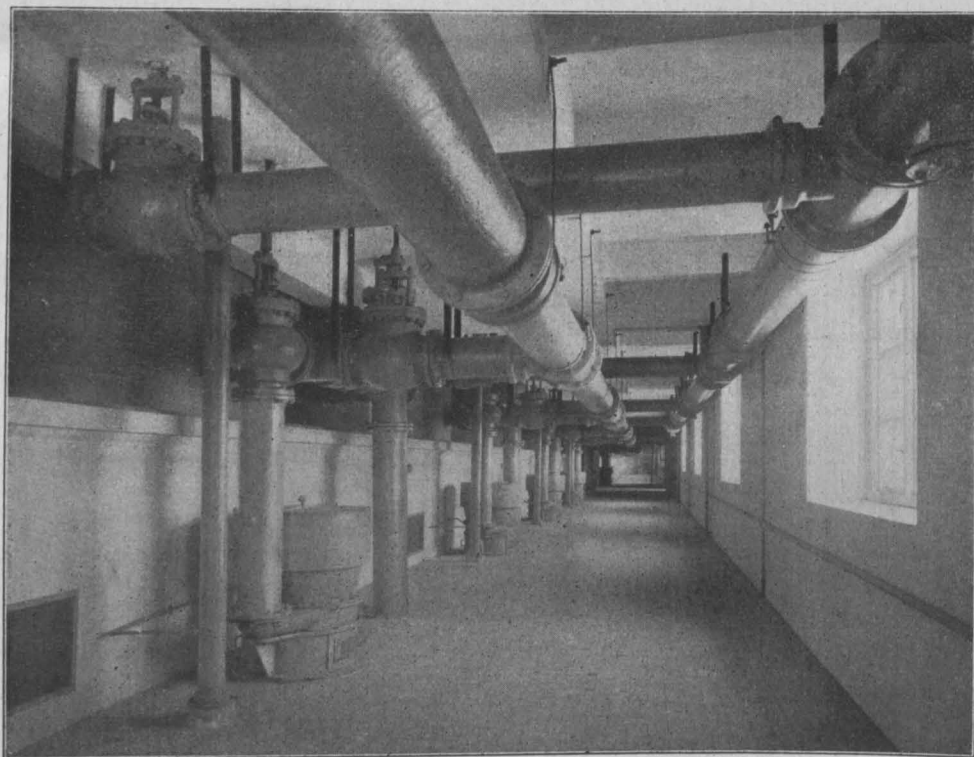
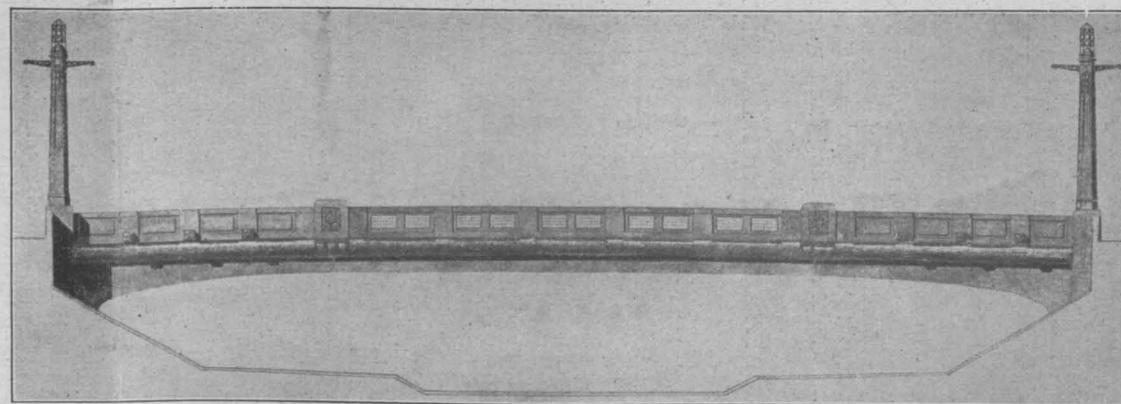
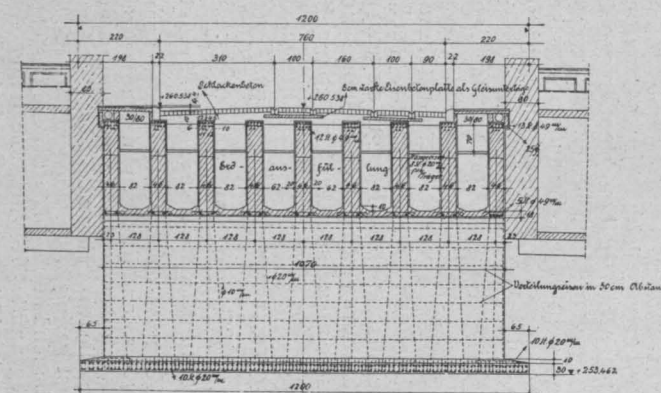
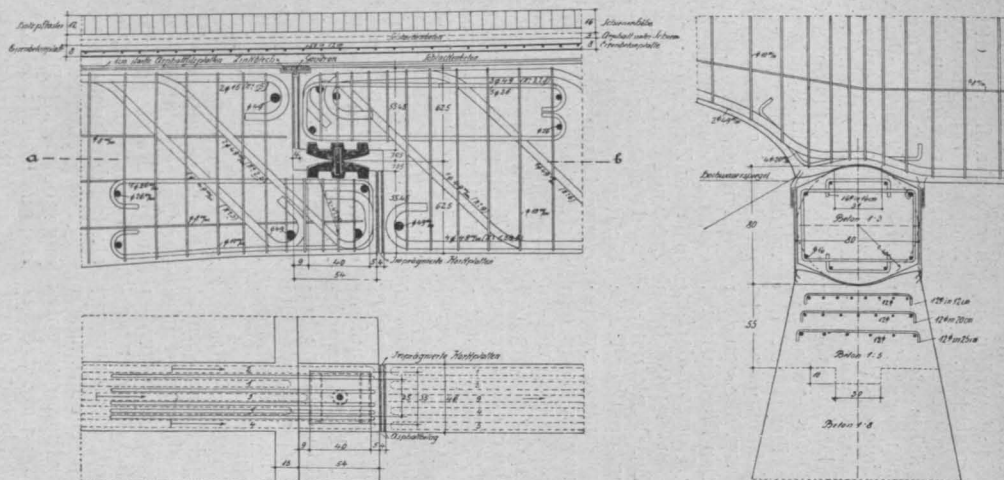
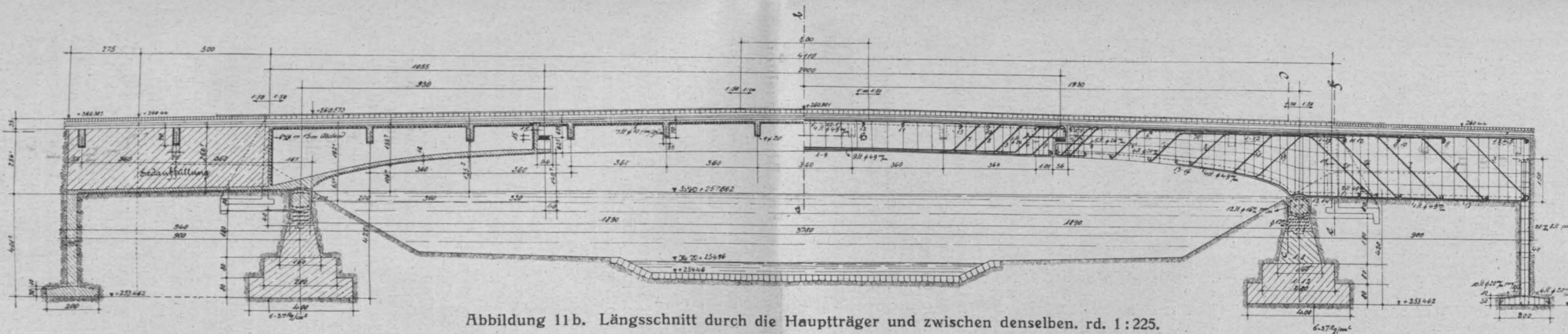


Abbildung 6. Rohrgang im Erdgeschoß.

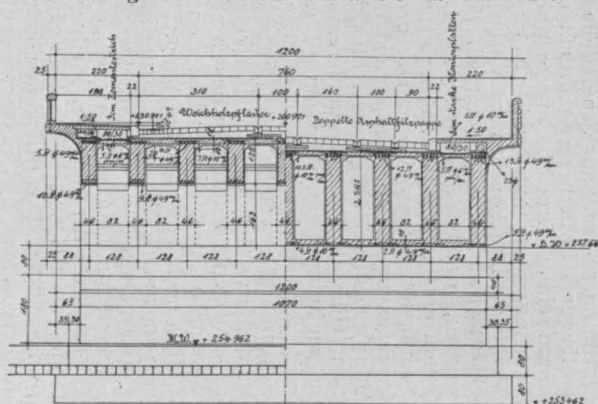
architektonisch möglichst einwandfrei zu lösen. Die Baustelle liegt auf einer von der Elb- und Landseite weithin sichtbaren bewaldeten Kuppe, dem sog. Baurberg. Um der weitenweit im Umkreis sichtbaren Gebäudemasse der etwa 100 m langen Front eine gute Fernwirkung zu sichern, mußte vor allem eine gute Umrisslinie der Baumasse erstrebt werden, wobei die Einzelheiten in Form und Abmessung ziemlich derb

Konstruktion mit ausgemauerten Feldern mit Tuffsteinputz überzogen und dann steinmetzmäßig bearbeitet wurde, begnügte man sich bei der Brücke mit einer steinmetzmäßigen Bearbeitung des Betons.

Die gesamten weiß gestrichenen Fenster wurden trotz ihrer größtenteils außergewöhnlichen Ausmaße in Holz ausgeführt, um bei der später zweifellos stark auftretenden Luftfeuchtigkeit einer Schwitzwasserbil-



**Engerer Wettbewerb
um Entwürfe zu einer
Brücke über die Enz
im Zuge der
Benckiser-Straße
zu Pforzheim.
Von Stadtbaumeister
S. Seibel
in Pforzheim.**



dung und vorzeitigem Abrosten möglichst zu begehen. Die Deckung des Daches erfolgte in roten Biberschwänzen; die Brustwehr der ovalen Plattform ist aus kräftigen Holzpfosten und Holzstäben gebildet, eichenfarbig gestrichen und mit Kupfer abgedeckt. Auch die Abfallrohre sind aus Kupfer, während die umfangreichen Abdeckungen der Rohwasserbehälter-Brüstungen der Kostenersparnis wegen nur in Zink erfolgte.

Wenn auch in Rücksicht auf die mannigfachen Niederschläge der Elbniederung der alte heimische Ziegelrohbau auch in den neueren Bauten Hamburgs und seiner Umgebung wieder auflebt, so glaubte man

doch bei der Lage des Wasserwerkes nahe bei den hellleuchtenden geputzten Villen von Blankenese der hier herrschenden Bauweise sich anschließen zu sollen. Zwar gibt das sandige Gelände der Gesamtanlage für den in kräftigem Dunkelgelb gehaltenen Putzton des Baues noch nicht den gewünschten Untergrund ab, um das Gebäude wirkungsvoll abzuheben. Indessen dürfte die geplante Anpflanzung der lang vorgelagerten hohen Böschung, sowie einige längs der Hauptfront geschickt verteilte und maßstäblich zum Bau gut abgewogene Bäume und Sträucher genügen, die heute noch fehlende Umrahmung in späterer Zeit abzugeben. — (Schluß folgt.)

Entwurf zu einer Eisenbeton-Brücke über die Enz im Zuge der Benckiser-Straße zu Pforzheim.

Hierzu die Abbildungen Seite 85.

Bericht über den engeren Wettbewerb. Von Stadtbaumeister S. Seibel in Pforzheim. (Schluß aus No. 9.)

Durch die gewählte Anordnung der Kämpfergelenke wird die Stützlinie des Gewölbes an den Kämpfern herab gezogen, wodurch der Horizontalschub vermindert wird und die Abmessungen der Widerlager möglichst gering werden. Ueber dem Massivgewölbe sind in Abständen von 1 m Rippen angeordnet, die in Bogenmitte 40 cm Höhe aufweisen und nach den Kämpfern stetig an Höhe zunehmen. Sie enthalten die gitterförmigen genieteten Aussteifungsträger, deren oberer Zuggurt durch eine Verankerung im massiven Kämpferstück festgehalten wird. Der Obergurt ist in 1,3 m Entfernung vom Scheitelgelenkpunkt nach unten abgebogen, und es ist hier das Scheitelgelenk in Form eines Zapfenscharniers angeschossen. Dieses ist als eine Verbindung von eisernem Zapfengelenk und Beton-Wälzelenk gedacht. Die Verbindung des oberen Zuggurtes mit dem oberen Teil des Widerlagers erfolgt durch die bogenförmige, in das Widerlager eingreifende Fortsetzung der gezogenen Eisen, die an ihren Enden durch quer aufgenietete Winkeleisen verankert sind. Die Widerlager-Gelenke sind durch Hartbleiplatten gebildet. Einer Gleitgefahr des oberen Widerlagers auf der Bleiplatte ist durch einbetonierte Flacheisenfedern vorgebeugt. (Vergl. Abb. 10 in No. 9, S. 67.)

Die Bewegungsfuge an dieser Gelenkstelle erhält eine Stärke von 4 cm und ist durch eingelegte imprägnierte Korkplatten vor dem Wassereindringen geschützt.

Die statische Berechnung ist nach den Gesetzen für den Dreigelenkbogen durchgeführt. Infolge der Verlegung der Zuggurte in die Rippen werden die statischen Verhältnisse begünstigt, so daß die Nulllinie aus dem Gewölbequerschnitt herausgedrückt und das Gewölbe dadurch rein auf Druck beansprucht wird. Die Betondruckbeanspruchung in demselben beträgt 50 kg/qcm; die übrig bleibende Druckkraft wird durch den Druckgurt des Eisenfachwerkes aufgenommen. Die Schubspannungen werden, soweit sie den Betrag von 4,5 kg/qcm, der von dem Beton aufzunehmen ist, übersteigen, den Pfosten bzw. Schrägstäben zugewiesen. Der größte Horizontalschub im Scheitelquerschnitt wird ein sehr hoher, hauptsächlich infolge des hohen Eigengewichtes der Brückenkonstruktion. Hierzu trägt unter anderem in ungünstiger Weise die im Entwurf über die ganze Gewölbelänge angenommene Ausbetonierung der Zwischenräume zwischen den Rippen und das hohe Eigengewicht des Massivgewölbes im mittleren Gewölbeteil bei. Trotzdem der größte Teil des Horizontalschubes in das Eisenfachwerk übertragen werden soll, verbleibt für die Beton-Wälzelenke des Gewölbes noch eine hohe Pressung. Diese rechnermäßig vorgenommene Trennung bezüglich der Aufnahme des Horizontalschubes im Scheitelgelenk dürfte konstruktiv schwerlich mit einiger Sicherheit erreicht werden können.

Der trotz der günstigen Pfeilverhältnisse hier auftretende große Horizontalschub bedingt starke Widerlager-Abmessungen. Das Brückengeländer ist in einzelne Felder geteilt, die mit Aussparungen versehen sind. Die Brücken-Enden sind durch kräftige Beleuchtungskörper betont. Alle Ansichtsflächen sollen steinmetzmäßig bearbeitet werden. Die Baukosten betragen 107 600 M.

Die Beurteilung durch das Preisgericht beanstandet vor allen Dingen die Scheitelgelenk-Ausbildung, welche nicht als eine einwandfreie Lösung angesehen werden könne; die Verteilung der Kräfte auf diese beiden verschiedenartigen Gelenke sei unsicher. Die Ausbetonierung der Zwischenräume zwischen den Rippen sei auffällig, da durch die sich hierdurch ergebenden hohen Eigengewichtskräfte der Vorteil, der durch die günstige Lage der Gelenke bedingt war, bei Ausbildung der Fundamente nicht

ausgenützt werden kann. Die Architektur sei nicht befriedigend und entbehre der gewünschten Einfachheit. —

5. Entwurf mit dem Kennwort „Wage“. Verfasser: Firma Rud. Wölle, Zementbaugeschäft in Leipzig. Vergl. Abbildungen 11a—f S. 85.

Die Brücke besteht aus zwei landseitigen Auslegerkonstruktionen und einem mittleren freiaufliegenden Trägereil. Die landseitigen Gegengewichtsträger besitzen eine Länge von 9 m, die in die Flußöffnung ausladenden Kragträger eine solche von 9,3 m. Die Auflagerung erfolgt auf 2 Hauptstützen von 38,6 m Achsabstand, wobei zur zentrischen Druckübertragung auf Brückenbreite durchgehende Eisenbeton-Wälzelenke (Abbildung 11f) vorgesehen sind. Am landseitigen Ende des Gegengewichtsträgers ist ein Gegengewicht angebracht, welches durch sein Eigengewicht und die Erdlast über der Grundplatte ein großes Moment erzeugt. Das eingehängte Mittelstück ist ein frei aufliegender Plattenbalken von 20 m Stützweite. Die freie Auflagerung desselben ist dadurch bewirkt, daß unter dem Ende jeder Tragrippe ein festes Auflager, bestehend aus einem Wälzelenk aus Stahlguß mit eingeschobenem Dorn, angebracht (Abbildung 11e) ist; das andere Lager ist ein Gleitlager aus geschliffenem Stahlguß. Das Mittelstück besitzt bei einer Stützweite von 20 m eine Trägerhöhe von 1,25 m; das gegenseitige Verhältnis ist daher ein außerordentlich geringes, nämlich 1:16. Die Kragträger besitzen vorn eine Trägerhöhe von 1,25 m; diese nimmt gegen die Auflagerungsstellen allmählich bis auf 2,65 m zu. Der Gegengewichtsträger weist eine gleichbleibende Trägerhöhe von 2,65 m auf. In 3,6 m Abstand sind Querträger angeordnet. Im Gegengewichtsträger ist die tragende Platte an der Unterseite der Konstruktion angebracht; die so in Verbindung mit den Längsträgern geschaffenen Kammern sollen mit Erde ausgestampft werden. Zwischen Gegengewichtsträger und Ausleger ist eine 15 cm starke Abschlußwand durchgeführt.

Die statische Wirkungsweise des ganzen Systems ist die, daß der landseitige Gegengewichtsträger in unbelastetem Zustand der Brücke über der Flußöffnung im Zustande der Vollbelastung das Gleichgewicht halten muß.

Die statische Untersuchung ist daher durchgeführt für den Fall der vollbelasteten Brücke zwischen den Hauptstützen und unbelastetem Gegengewichtsträger. Bei der Bestimmung des Gegenmomentes dieses Trägers ist außer seinem Eigengewicht auch die an 9 m langem Hebelarm wirkende Erdlast über der Fußplatte der als Gegengewicht wirkenden Endstütze in Rechnung eingeführt. Nur unter dieser Annahme wird ein gleich großes Gegenmoment erzeugt, wie das vorhandene Höchstmoment der vollbelasteten Brücke, sodaß in dieser Hinsicht nur einfache Sicherheit vorhanden ist. Diese Einbeziehung der Erdlast müßte jedoch aus Sicherheitsgründen unterbleiben, da Wegspülen derselben beim Platzen eines Wasserleitungsstranges nicht ausgeschlossen ist.

Die Hauptträger erhalten trotz günstiger Voraussetzungen der Lastverteilung, sehr starke Bewehrungen an verschiedenen Stellen, wie beispielsweise bei den mit außerordentlich niedriger Trägerhöhe geplanten Mittelstücken, wo die Fahrbahn um 36 cm niedriger angeordnet ist als im Wettbewerbsprogramm gefordert war. Auch für den Querschnitt über der Hauptstütze, insbesondere beim äußeren Randträger trifft dies zu, wie auch konstruktiv zu beanstanden ist, daß über den Hauptstützen keine starke, durchgehende Querrippe vorgesehen ist.

Die größte zulässige Betonpressung ist mit 50 kg/qcm angenommen. Die größte Bodenpressung unter den Hauptstützen ist zu 3,7 kg/qcm ermittelt.

In architektonischer Hinsicht ist hervorzuheben,

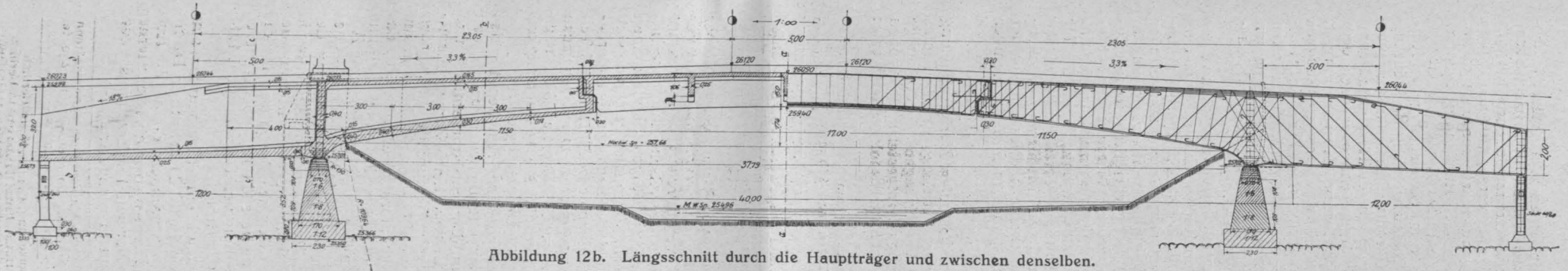


Abbildung 12b. Längsschnitt durch die Hauptträger und zwischen denselben.

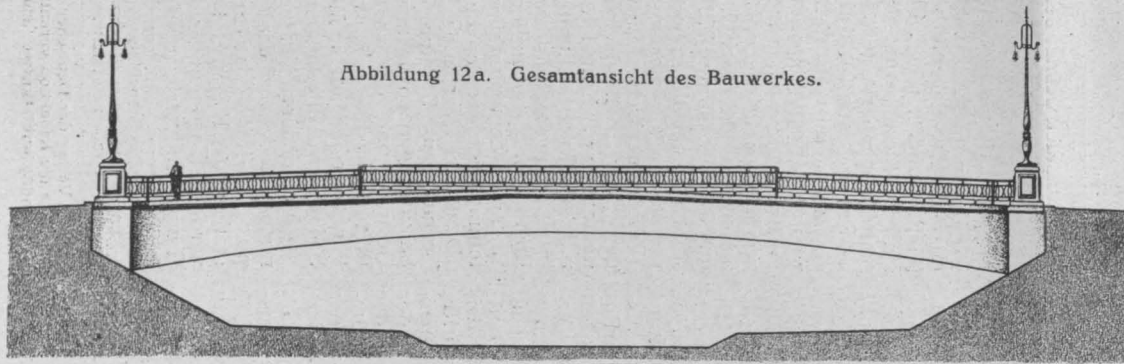


Abbildung 12a. Gesamtansicht des Bauwerkes.

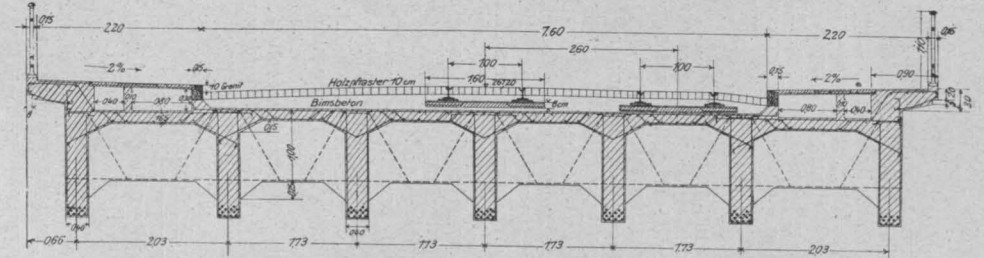


Abbildung 12c. Querschnitt durch den eingehängten Träger in Brückenmitte nach a-a.

Längsschnitt im Maßstab 1:250,
Querschnitt in 1:100.

Abb. 12d. Querschnitt nach d-d durch den
Gegengewichts-Träger.

Abbildung 12a—d. Entwurf mit dem Kennwort „Enz“. Entwurfs-Verfasser: A.-G. für Beton u. Monierbau, Filiale Stuttgart.

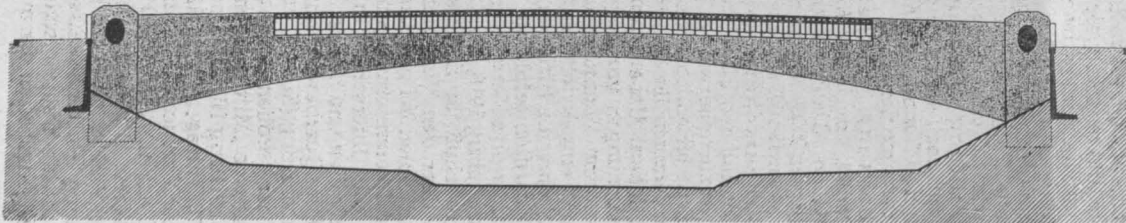
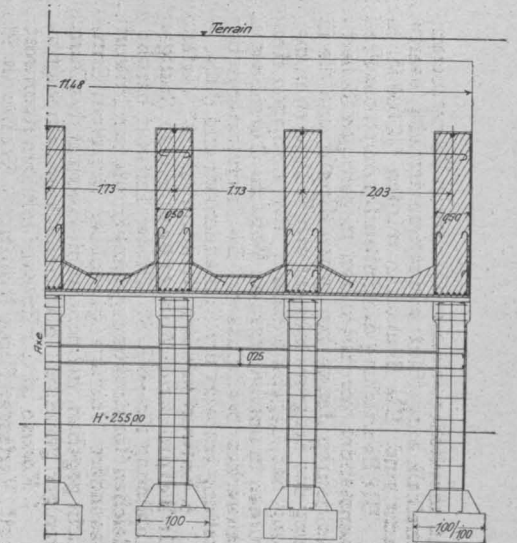


Abbildung 13 (links).
Ansicht des Entwurfes mit dem Kennwort
„Felsenfest“ (unvollständig).
Verfasser: Fa. Nöding & Stober
in Pforzheim.



Entwurf zu einer Eisenbeton-Brücke über die Enz im Zuge der Benckiser-Straße zu Pforzheim.
Entwürfe des engeren Wettbewerbes.

daß sämtliche sichtbaren Flächen in Vorsatzbeton aus Muschelkalk ausgeführt und steinmetzmäßig bearbeitet gedacht sind. Die Baukosten würden 112 000 M. betragen.

Die Beurteilung des Entwurfes durch das Preisgericht beanstandet vor allem den zu geringen Sicherheitsgrad des ganzen Bauwerkes gegen Kippen und die Einbeziehung des Erdgewichtes auf den Erdankern in die Berechnung des Gegenmomentes. Die niedrigen Hauptträger würden in unerwünschtem Maße die Durchbiegungen des Bauwerkes beeinflussen. Die architektonische Ausgestaltung entbehrt der Einheitlichkeit und Ruhe. —

6. Entwurf mit dem Kennwort „Enz“ Verfasser A.-G. für Beton- und Monierbau, Filiale Stuttgart, vergl. Abbildung 12a—d S. 87. Dieser Entwurf beruht auf dem gleichen Konstruktionsgedanken wie der Entwurf „Wage“. Besondere Vorzüge gegenüber letzterem Entwurf sind nicht gegeben, vielmehr ist die konstruktive Durchbildung weniger gelungen; die Architektur befriedigt nicht.

7. Ebenso ist der Entwurf mit dem Kennwort „Felsenfest“, Verfasser Firma Nöding & Stöber in Pforzheim, von dem in Abbildung 13 nur eine Ansicht wiedergegeben wird, als unvollständiger und mißlungener Versuch anzusehen, das Brückenbauwerk als einen Dreigelenkbogen mit vorgekragten Kämpfergelenken auszuführen.

Ueberblickt man das Ergebnis des Wettbewerbes, so läßt sich sagen, daß fast durchweg gute Entwürfe geliefert wurden und eine Reihe neuartiger Gedanken konstruktiv zum Ausdruck gebracht worden sind, die Zeugnis davon ablegen, wie die Eisenbetonbauweise auch unter schwierigsten Voraussetzungen brauchbare Lösungen zu zeitigen im Stande ist. Zu den gewählten statischen Grundsystemen ist zu bemerken, daß das System des Dreigelenkbogens mit Auflösung in Rippen in Brückenmitte und

Aufbetonierung an den Kämpfern zur Verminderung des Horizontalschubes, das in vielen Fällen in den nach Sachlage möglichen wirtschaftlichen Grenzen am meisten zum Ziele führt, im vorliegenden Falle versagt, da die Widerlager-Abmessungen ganz ungeheure werden müßten. Ebenso erscheint das Möller'sche System im vorliegenden Falle nicht besonders vorteilhaft. Das System der Gegengewichtsträger bietet nur geringe Sicherheit gegen Kippen, führt zu übermäßiger Eisenbewehrung und läßt unzulässige Schwankungen befürchten. Erfolg ist nur von Konstruktionen zu erwarten, welche die Herabminderung des Horizontalschubes verbürgen, entweder nach dem ganz neuartigen System des Entwurfes „Neue Formen“, oder ganz besonders nach dem Dreigelenkbogen-System mit Auslegern des Entwurfes „Freier Flußblick“, der bereits bei verhältnismäßig großen Stützweiten mit Erfolg zur Ausführung gelangt ist und, wie es scheinen will, in nächster Zukunft bei beschränkten Konstruktionshöhen immer mehr sich das Feld erobert.

Naturngemäß werden derartige Brückensysteme einer strenger Kritik in wirtschaftlicher Hinsicht meistens nicht standhalten können. Es ist jedoch hierbei zu beachten, daß für diese Brückenarten nur ein ganz geringer Aufwand für äußere architektonische Ausgestaltung in Frage kommt, da durch die äußere Form jegliche weitere Zutat entbehrlich erscheint. Wo jedoch städtebauliche Forderungen zur Anwendung derartiger an und für sich unwirtschaftlicher Brückensysteme zwingen, kann der für das Stadtbild erzielte ästhetische Vorteil in gewissen Grenzen die Aufwendung größerer Mittel für den Brückenbau wohl rechtfertigen und es muß in diesen Fällen der rein wirtschaftliche Gesichtspunkt mehr oder weniger zurücktreten. —

Vermischtes.

Aus dem Jahresbericht des Kgl. Materialprüfungsamtes Berlin-Lichterfelde für 1914 entnehmen wir, daß die Tätigkeit des Amtes durch den Krieg und den dadurch bedingten Rückgang in der Zahl der tätigen Beamten stark beeinflusst worden ist, daß es daher nicht möglich war, neue wissenschaftliche Arbeiten in der Berichtszeit aufzunehmen. Es mußten auch die Pläne für den Bau eines Laboratoriums für die Untersuchung der Rohmaterialien für die Ton-, Zement- und Kalk-Industrie zurück gestellt werden. Die Zahl der Anträge aus dem Kreise der Bauindustrie ist naturgemäß stark zurückgegangen, dagegen hat das Amt eine lebhaftere Tätigkeit im Interesse der Landesverteidigung entwickeln können. Soweit sich die Tätigkeit des Amtes auf die Prüfung von Baumaterialien bezieht, seien nachstehend noch einige Angaben aus dem Bericht gemacht, der in Heft 7 und 8 der „Mitteilungen“ des Amtes Jahrg. 1916 soeben erschienen ist.

In der Abteilung für Metallprüfung wurden 505 Anträge erledigt, von denen 76 auf Behörden, der Rest auf Private entfallen. Die Erledigung forderte die Durchführung von gegen 9000 Versuchen. Im wissenschaftlichen Interesse wurden Versuche durchgeführt, die teils für den „Verein deutscher Brücken- und Eisenbau-Fabriken“, teils für den „Deutschen Ausschuss für Eisenbeton“ anzustellen waren. Die Arbeiten der ersten Art konnten nicht erheblich gefördert werden. Beendet wurden die Vorversuche für die Prüfung von Stoßdeckungen auf Zugfestigkeit. Ueberhaupt beziehen sich die bisherigen Untersuchungen vorwiegend auf die Nietfestigkeit; außerdem sind Versuche über die Knickfestigkeit gegliederter Stäbe eingeleitet worden. Abgesehen von Veröffentlichungen über die Arbeiten, die an verschiedenen Stellen in Zeitschriften erfolgten, sind bisher 2 offizielle Veröffentlichungen des Vereins erschienen (vergl. Deutsche Bauzeitung Jahrg. 1916, No. 21 und No. 40). Für den „Deutschen Ausschuss für Eisenbeton“ wurde die dritte Versuchsreihe über den Vergleich verschiedener Querbewehrung von Säulen bei gleicher Längsbewehrung, der Einfluß fetterer Betonmischung auf den Wirkungsgrad der Bewehrungen, der Unterschied in der Wirkung der Umschnürung bei vollen und hohlen Säulen, der Einfluß der Eisenfestigkeit der Querbewehrung und des Betons außerhalb der Umschnürung (Schale) zum Abschluß gebracht. (Vergl. Heft 28 der Veröffentlichungen des Deutschen Ausschusses und unsere „Mitteilungen“ Jahrg. 1914, S. 151).

In der Abteilung für Baumaterialien-Prüfung wurden nur 775 Anträge, gegen 1200 des Vorjahres, mit zusammen 24 693 Versuchen, gegen 47 690 erledigt. Davon entfallen 14 570 auf Bindemittel, 10 123 auf Steine aller Art und Verschiedenes. Die Mehrzahl der Anträge kam aus dem Kreise der Verbraucher. An Bindemitteln gelangten zur Untersuchung Portland-, Eisenportland- und Hochofen-Zemente sowie hydraulischer Kalk verschiedener Art (über die Eigenschaften der in den letzten Jahren ge-

prüften Bindemittel gibt eine besondere Veröffentlichung von Burchartz in Heft 15 der „Mitteilungen“ des Amtes Jahrg. 1915 Aufschluß). Bei den Prüfungen wurden einige Zemente von sehr hoher Festigkeit festgestellt. So ergaben 2 Portlandzemente A und B im Mittel die folgenden Werte:

Zement	Art der Beanspruchung	Wasserlagerung		Kombinierte Lagerung nach 28 Tagen
		nach 7 Tagen	nach 28 Tagen	
A	Zug Druck	29 kg/qcm 364 „	— 450 kg/qcm	— 590 kg/qcm
B	Zug Druck	29 qcm 379 „	— 514	— 542

Ueber die Untersuchung von Beton verschiedener Mischung liegt ebenfalls eine Sonderveröffentlichung vor (Heft 8 und 9 Jahrg. 1914 von Burchartz). Interessant sind die Versuche mit Mörteln, deren Sand aus gebrochenem Gestein hergestellt worden ist. Solche Sande können sehr hohe Festigkeiten liefern. Besonders zeichnete sich ein Mörtel mit einem Grauwacke-Sand durch außerordentlich hohe Festigkeiten aus. Ein solcher Mörtel von 1 Teil Portlandzement zu 3 Sand aus gebrochener Grauwacke zeigte nach 2 Wochen 32,9, nach 4 Wochen 37,1, nach 6 Monaten 50,8, nach 2 Jahren 57,4 kg/qcm Zugfestigkeit und 347, 399, 607 und 773 kg/qcm Druckfestigkeit.

Nebenher liefen wissenschaftliche Arbeiten für das preussische Ministerium der öffentlichen Arbeiten, den „Verein deutscher Portland-Cement-Fabrikanten“ und den „Verein Deutscher Eisenportland-Zement-Fabrikanten“ usw. Eingeleitet und z. T. durchgeführt wurden u. A. die Untersuchungen von Hochofen-Schlacken auf ihre Eignung zu Betonzwecken, ferner Versuche über das Rosten von Eisen in Portland- bzw. Eisenportland- und Hochofen-Zementen usw. Schließlich hatte sich die Abteilung auch noch an den Arbeiten des Ausschusses des „Deutschen Verbandes für die Materialprüfungen der Technik“ zum Studium des Verhaltens von Zementen in Salzlösungen sowie zur Prüfung der Verwitterung der Gesteine und der vorgeschlagenen Verfahren für die Prüfung plastischer Mörtel zu beschäftigen (über letzteren Punkt vergleiche eine Mitteilung von Gary im Jhrg. 1914, S. 434, der „Mitteilungen“ des Amtes).

Von anderen Versuchen, die eingeleitet wurden, sind noch solche für den „Verband Deutscher Dachpappen-Fabrikanten“ zu erwähnen, die auf die Aufstellung der Normen für Dachpappe abzielen; ferner wird die Festlegung von Normen für Erzeugnisse der Asphalt-Industrie im Allgemeinen angestrebt. —

Inhalt: Die Schnellfilter-Anlage des Wasserwerkes der Stadt Altona. — Entwurf zu einer Eisenbeton-Brücke über die Enz im Zuge der Benckiser-Straße zu Pforzheim. (Schluß.) — Vermischtes. —

Verlag der Deutschen Bauzeitung, G. m. b. H., in Berlin.
Für die Redaktion verantwortlich: Fritz Eiselein in Berlin.
Buchdruckerei Gustav Schenck Nachflg. P. M. Weber in Berlin.

DEUTSCHE BAUZEITUNG

MITTEILUNGEN ÜBER ZEMENT, BETON- UND EISENBETONBAU

* * * * *
UNTER MITWIRKUNG DES VEREINS DEUTSCHER PORTLAND-
CEMENT-FABRIKANTEN UND DES DEUTSCHEN BETON-VEREINS

XIII. Jahrgang 1916.

No 12.

Getreidesilo der Firma Vereinigte Kunstmühlen Landshut, Akt.-Ges., Landshut.

Architekten und Bauausführung Gebr. Rank in München.

Maschinelle Einrichtungen: Mühlenbau-Anstalt und Maschinenfabrik vorm. Gebr. Seck in Dresden.

Hierzu eine Bildbeilage und die Abbildungen S. 92 und 93.



ortschreitende Umwandlung der ursprünglich nur ein Gewerbe ausmachenden Müllerei in Fabrik-Großbetriebe, die dadurch hervorgerufene Massenherstellung an Mehl und die wiederum damit verbundene Notwendigkeit, den Rohstoff zur Vermeidung von Betriebsunterbrechungen stets in genügender Menge

in nächster Nähe zur Verfügung zu haben, bilden die Veranlassung, daß nicht nur die an den großen Wasserstraßen gelegenen Riesenmühlen, sondern auch kleinere Anlagen von nur einiger Bedeutung sich gezwungen sehen, in ihrer unmittelbaren Nachbarschaft Vorratsräume zwecks Einlagerung der je nach Leistung erforderlichen Getreidemengen zu schaffen. Schritthaltend mit der Entwicklung der einst so idyllisch gelegenen, klappernden kleinen Wassermühlen zu nüchternen, ausgedehnten Mehl-Fabriken mit Dampf- und Elektrizitätskraft haben sich auch die früheren bescheidenen Nebengebäude, die dem erwähnten Vorratszweck dienten, zu gewaltigen Bauten aus Stein und Eisenbeton gewandelt, in denen Millionen von Kilogramm Getreide der Verarbeitung harren können. So einfach auf den ersten Anblick die Anlage eines solchen Getreidespeichers oder Getreidesilos erscheint, so zusammengesetzt und oft ungemein schwierig gestaltet sich bei näherem Zusehen die Verwirklichung einer derartigen Anlage, indem in Abhängigkeit von den örtlichen Verhältnissen und Bedürfnissen die gestellte Aufgabe zu einer glücklichen Lösung immer wieder neue Anordnungen erfordert.

Die Anlage des nachstehend beschriebenen Getreidesilos der Firma „Vereinigte Kunstmühlen Landshut A.-G.“ in Landshut bildet ein Beispiel für die Lösung einer eigenartigen, aus ganz bestimmten örtlichen Bedingungen hervorgehenden Aufgabe. Es handelte sich darum, einen Getreidesilo für eine Binnenmühle zu schaffen, also für eine Mühle, die infolge mangels von Schiffsverbindungen (die Isar ist nicht schiffbar) in der Hauptsache auf das in

der Umgebung erzeugte Getreide angewiesen ist. Da folglich die einzulagernden Vorräte sich aus vielen kleineren Mengen der verschiedensten Sorten zusammensetzen und es daher erforderlich ist, jede Sorte für sich lagern und führen zu können, so ergab sich die Notwendigkeit, viele, aber dem Fassungsvermögen nach kleine Zellen vorzusehen. Ferner war es unumgänglich, für die Erzeugung der verschiedenartigen Mehlsorten in stets gleichmäßiger Güte die Möglichkeit zu schaffen, eine beliebige Mischung der vorhandenen Getreidesorten auf mechanischem Wege bewerkstelligen zu können. Hiermit waren für den Techniker die Richtungslinien für die innere Gestaltung des Bauwerkes, sowie die der maschinellen Einrichtung gegeben.

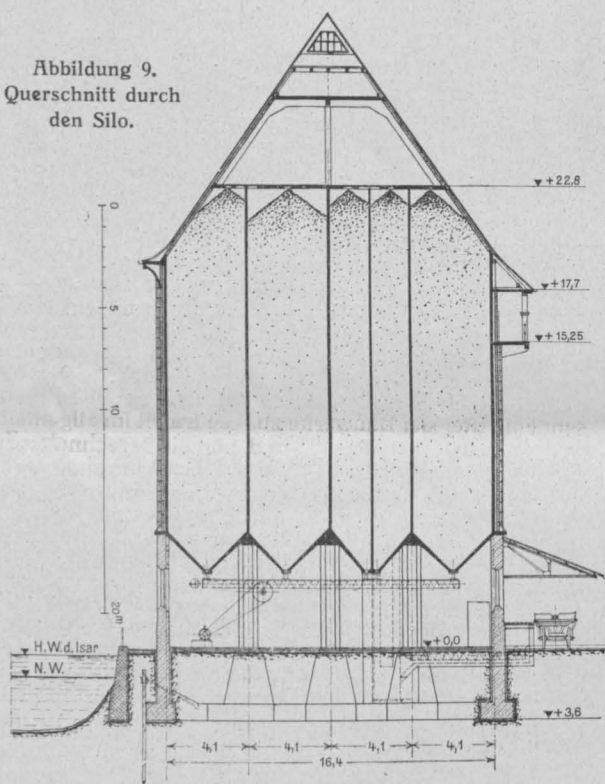
In dem vorliegenden Fall sah sich aber auch der Architekt vor eine besondere Aufgabe gestellt, indem er nicht nur ein allen silotechnischen Anforderungen entsprechendes Gebäude zu schaffen hatte, sondern auf Wunsch des Bauherrn auch darauf Rücksicht nehmen mußte, daß der Bau, da die Mühle mitten in der Stadt gelegen ist, sich in seinem Äußeren dem gegebenen Städtebild anpasse. Es sollte also nicht ein nüchterner, kahler Nutzbau, sondern ein zierender Schmuckbau entstehen. Ein Blick auf unsere Bildbeilage und die beiden Abbildungen 1 und 2, S. 92 der Außenansichten (in welchen nach der Hofseite zu übrigens noch ein Vordach in ganzer Gebäudelänge fehlt) belehrt, in welcher anerkennenswerter Weise die Verwirklichung dieser Absicht der bauausführenden Firma Gebr. Rank in München gelungen ist.

Der Umriss mit seinen einfach klaren Linien, mit dem kräftig durchgebildeten Dach und dem schlanken Turmbau baut sich reizvoll auf und man darf wohl sagen, daß die Baulichkeit sogar einer gewissen Monumentalität nicht entbehrt. Die von der Landseite am Gebäude angebrachte, der Ortsbauweise eigentümliche Außengalerie dient in architektonischer Hinsicht der Belebung der Fassade und in praktischer zur Verkehrsvermittlung vom Silo nach den daneben gelegenen alten Mühlengebäuden. Um die glatten Außenwände auch noch an einer anderen Seite wohlthuend zu unterbrechen, wurde an der Süd-

ostecke ein Schmuck angebracht, das Wappenzeichen der Müller darstellend: ein großer vergoldeter Mühlstein mit seitlichen Figuren.

Auch die Ausführung des reinen Nutzbaues entspricht allen neuzeitlichen bautechnischen Anforderungen. Das Gebäude, dessen konstruktive Anordnung aus den Abbild. 3—8, S. 93 hervorgeht, ist auf eine Tiefe von über 6 m auf Pfahlrost und breite Betonbänke gegründet und gegen den Fluß, die Isar, zur Verhütung von Hochwasserschäden durch eine Eisenspundwand geschützt (Abb. 9 hierunter). Um eine vollkommene Feuersicherheit zu erreichen, ist das Gebäude durchweg in Eisenbeton hergestellt. Die zwischen den profilierten Betonpfeilern eingezogenen Füllwände aus Eisenbeton sind an der Außenseite durch besonders konstruierte Ziegelwände umkleidet (Grundriß S. 93), die zusammen mit der zwischenliegenden Luftschicht einen ausreichenden Schutz gegen Temperatur-Schwankungen der Außenluft abgeben. Auf diese Weise wird das im Innern lagernde Getreide vor Feuchtigkeitsniederschlägen, die ja die Folge von Temperatur-Veränderungen sind, bewahrt.

Abbildung 9.
Querschnitt durch
den Silo.



Aus eben derselben Rücksicht ist auch das ganze Dach aus einer Ziegelhohlsteindecke hergestellt, worauf dann unter Einschaltung besonderer Verbindungen die Dachplatten aufgelegt sind.

Die gedrungene Form des Gebäudes ist durch die gegebenen Raumverhältnisse bedingt. Bei der Raumverteilung bildet der Turm den Mittelpunkt des Baues. Dieser ist 35 m hoch und birgt in sich ein Treppenhaus und einen Aufzug, die sein Erdgeschoß mit dem obersten Stockwerk verbinden. Um den Turm legen sich symmetrisch 52 Silozellen. Diese haben alle die gleiche Höhe von 19 m und einen rechteckigen Querschnitt. Verschiedene von diesen Zellen sind durch Zwischenwände unterteilt und werden als „Mischzellen“ benutzt, wie dies durch die oben gekennzeichnete Bestimmung der Siloanlage erforderlich ist. Das gesamte Fassungsvermögen des Silos beträgt 4 Millionen kg Schwergetreide.

Sowohl die innere Raumeinteilung der Gebäudeanlage, als auch die ganze, zum Betrieb des Silos erforderliche maschinelle Einrichtung stammt von der Mühlenbauanstalt und Maschinenfabrik vorm. Gebr. Seck, Dresden, her. In dem Turm sind die Elevatoren, die Reinigungsmaschinen, die Wage, der Trockenapparat, der Filter nebst Exhaustoren für die

Entstaubung, sowie die verschiedenen Antriebe für sämtliche Maschinen, Apparate und Transportelemente untergebracht.

Das ausschließlich mit Fuhrwerk ankommende Getreide wird in eine auf dem Hof, in der Nähe des Turmmittelbaues vorgesehene Einschütrinne entleert (Lageplan S. 93 und Abbildung 1) und gelangt mittels einer kurzen Schnecke nach dem Annahmehlevator, dessen Leistung, wie die der ganzen Reinigungsanlage 40 000 kg/St. beträgt. Der Annahmehlevator bringt das Getreide auf ein doppeltes Vlies zwecks Ausscheidung der ganz groben Beimengungen. Von hier aus geht es auf die automatische Wage zur Gewichtskontrolle und dann weiter auf den doppelten Aspirateur, die eigentliche Reinigungsmaschine, auf welchem der Besatz, der gröber und feiner als das Getreide ist, entfernt wird. Der im Getreide enthaltene Staub und die sonstigen leichten Teile werden durch die beiden kräftigen Ventilatoren des Aspirateurs abgesaugt, durch eine Rohrleitung in den Saugfilter befördert und hier abgefangen. Das auf diese Weise vorgereinigte Getreide wird durch einen zweiten Elevator hoch gehoben und zwar auf einen der beiden im Turmdachgeschoß befindlichen Verteilungsapparate. Mittels des drehbaren Fallrohres derselben vermag man das Getreide nach einer beliebigen der vorhandenen 52 Zellen zu leiten. Die Einstellung der Verteilungsapparate auf die zu füllenden Zellen erfolgt vom Erdgeschoß aus. Durch ein Handrad mit Zeigervorrichtung läßt sich das Drehrohr durch Verbindung mit einem Steuerseil in die erforderliche Stellung über der betreffenden Zelle bringen, wobei gleichzeitig der Zeiger auf einer Skala, auf der die Nummern sämtlicher Zellen angegeben sind, die jeweilige Stellung des Fallrohres anzeigt. Diese Einrichtung macht die jedesmalige Entsendung eines Arbeiters nach dem Dachgeschoß zwecks Einstellung des Fallrohres von Hand entbehrlich, spart also an Arbeitskraft und ermöglicht eine sehr bequeme und zuverlässige Kontrolle über die Einlagerung der einzelnen Zellen vom Erdgeschoß aus.

Um eine oder mehrere Zellen zu entleeren, öffnet man die unter den konischen Zellenrümpfen angebrachten Auslaufstutzen, die in eine darunter befindliche Sammelschnecke münden. Durch eine entsprechende Anordnung eines Systems von solchen Sammelschnecken unter den Silozellen (vergl. Grundriß des Erdgeschoßes S. 93) kann das Getreide nach der rechts oder der links vom Silogebäude liegenden Mühle gebracht werden, oder nach dem betreffenden Elevator, der dasselbe zwecks Umstechens wieder nach dem Dachgeschoß oder aber auf die Reinigung oder die Trocknerei hochhebt. In der vorliegenden Anlage sind zur Bewegung des Getreides in wagrechter Richtung statt der sonst üblichen Förderbänder durchweg Förderschnecken in Anwendung gebracht, einmal weil die Förderentfernungen nur kurz sind und ferner, weil durch die Arbeitsweise der Schnecken schon während des Förderns nach der Mühle eine Durchmischung des sich aus verschiedenen Sorten zusammensetzenden Mahlgutes stattfindet.

Durch einen im Dachgeschoß aufgestellten Ventilator werden die Ausläufe der Elevatoren entstaubt und die Silozellen entlüftet. Letzteres ist besonders bei Einlagerung von feuchtem Getreide für die Entlüftung der entleerten, dumpfig gewordenen Zellen, sowie nicht minder für die Absaugung der durch das Atmen des Getreides entstehenden schlechten warmen Luft von großer Wichtigkeit. Da für die Behandlung und Erhaltung von naturfeuchtem oder krankem Getreide das Trocknen unumgänglich notwendig ist, so darf in einem neuzeitlichen Silo eine hierzu erforderliche Einrichtung nicht fehlen. So ist denn auch bei dieser Anlage eine Getreidetrocknerei vorgesehen und zwar für eine Leistung von 2000 kg/Std. Diese Einrichtung besteht im wesentlichen aus zwei durch 3 Stockwerke gehenden senkrechten Trockenschächten, deren Wandungen aus geschlitztem Blech be-

stehen. Im Innern derselben gleitet das Getreide von oben in geschlossenem Strom langsam abwärts, wobei es auf dem größten Teile dieses Weges der Einwirkung von heißer Luft, die durch einen Ventilator eingeblasen wird, ausgesetzt ist, während kurz vor dem Auslauf ein Kaltluftgebläse die Wiederabkühlung des Getreides herbeiführt. Das zu trocknende Getreide kann aus einer beliebigen Zelle mittels Schnecke, Elevator und Verteilungsapparat auf die Trockenkolonne geleitet werden. Nachdem es getrocknet ist, bringt es eine Schnecke und ein anderer Elevator auf einen der Verteilungsapparate zur weiteren Einlagerung in die Zellen. Zur Erzeugung der Heißluft dient ein besonderer Dampfheizapparat, der durch einen

außerhalb des Silos liegenden Kessel gespeist wird.

Als Betriebskraft kommt Elektrizität und zwar Drehstrom zur Verwendung. Der Antrieb der zusammenarbeitenden Maschinen und Transportmittel erfolgt gruppenweise, wodurch jeder Teil der Anlage unabhängig je nach Bedarf ein- und ausgeschaltet werden kann, sodaß der Kraftverbrauch auf das geringste mögliche Maß eingeschränkt wird.

Aus der vorstehenden, nur das Hauptsächlichste wiedergebenden Beschreibung dürfte genügend hervorgehen, daß durch die Zusammenarbeit von Auftraggeber, Architekt und Ingenieur es gelungen ist, eine in architektonischer wie praktischer Hinsicht vollkommene und zeitgemäße Anlage zu schaffen. —

Der Eisenbeton im Eisenbahnbau.



ährend die mannigfachen Vorzüge der Eisenbetonbauweise, die hier nicht näher erörtert zu werden brauchen, dem Eisenbeton auf fast allen Gebieten des Hoch- und Tiefbaues bereits ausgedehnteste Anwendung verschafft hatten, stand man demselben auf dem Gebiet des Eisenbahnbaues und vor allem des Eisenbahnbrückenbaues noch lange abwartend, wenn nicht ablehnend gegenüber, und auch heute ist die Zahl der weiter gespannten Eisenbahnbrücken, namentlich in Deutschland, noch eine kleine. Es ist das verständlich bei der hohen Verantwortung, die dem Ingenieur gerade bei den dem Verkehr der Eisenbahnen dienenden Bauten zufällt, im Hinblick auf die großen, unter starken Stößen wirkenden Kräfte, die diese Bauwerke aufzunehmen haben. Man war im Zweifel, ob die elastischen Eigenschaften des Betons, die Verbundwirkung zwischen Beton und Eisen diesen außergewöhnlichen und dazu stark wechselnden Belastungen gewachsen sein würde, ob nicht von Rißbildungen ausgehend eine allmähliche Zerstörung der Konstruktion, ein Anrostern der Eiseneinlagen zu befürchten sei. Es sind daher auch fast allgemein für die dem Verkehr der Eisenbahnen dienenden Bauten besondere verschärfte Berechnungsvorschriften angewendet worden, bei denen durch Zuschläge für Stoßwirkung der rollenden Lasten, Verringerung der zulässigen Beanspruchungen, Nachweisung der Zugspannungen in den auf Biegung beanspruchten Bauteilen, Berücksichtigung von Temperatur- und Schwindspannungen usw. diesen Wirkungen vorgebeugt werden sollte.

Ein weiterer Grund, der vielfach gegen die Anwendung des Eisenbetons, namentlich zu Brückenbauten der Eisenbahnen, angeführt worden ist, besteht in der Schwierigkeit, wenn nicht Unmöglichkeit einer nachträglichen Verstärkung der Konstruktion, die bei solchen Bauten mit Rücksicht auf die stetig wachsenden Verkehrslasten von Zeit zu Zeit nötig wird.

Andererseits zeigt der Eisenbetonbau auch wieder besondere Vorzüge, die gerade im Eisenbahnbau von Wert sind, wie die hohe Steifigkeit der Konstruktion, die die einzelnen Konstruktionsteile einer Brücke in viel höherem Maße zu gemeinsamer Wirkung bringt, als das z. B. bei Eisenkonstruktionen der Fall ist, die größere Masse, die den Wirkungen der rollenden Lasten entgegengesetzt werden kann, die Unempfindlichkeit oder wenigstens sehr viel geringere Empfindlichkeit gegen Rauchgase, die Widerstandsfähigkeit gegen Witterungseinflüsse und die geringe Unterhaltungsarbeit, schließlich die leichte Formbarkeit und die große Einfachheit der Konstruktion, die namentlich bei den oft recht verwickelten Anordnungen der Eisenbahn von ganz besonderem Vorteil ist. Es sei in dieser Hinsicht hier beispielsweise nur erinnert an die schwierigen Gleisüberschneidungen bei den Zufahrten zum Stuttgarter Hauptbahnhof, die wir in den „Mitteilungen“ Jahrg. 1914 veröffentlicht haben.

So hat sich denn auch im Eisenbahnbau langsam aber in immer umfangreicherem Maße die Eisenbetonbauweise eingeführt. Neben Brückenbauten, die dem Straßenverkehr über die Eisenbahn dienen, oder die selbst den Verkehr der Eisenbahnen aufzunehmen haben, neben Stütz- und Futtermauern, Tunnelbauten, Entwässerungsanlagen, schwierigen Gründungen, Einfriedigungen und Signalmasten, sind es Hochbauten aller Art, Bahnsteig-Überdachungen, Wassertürme, Kohlenbunker usw., bei denen diese Bauweise in mannigfachen Formen Anwendung gefunden hat, und auch im Eisenbahn-Oberbau hat der Eisenbeton, wenn bisher auch nur versuchsweise in kleinem Umfang, in Form von Schwellen Eingang gefunden.

In diese Entwicklung ist neuerdings eine gewisse Beunruhigung hinein getragen durch eine Veröffentlichung

über Beobachtung von Schäden, die in zwei Bezirken der preußischen Eisenbahn-Verwaltung an Eisenbeton-Brücken durch Rg.- u. Brt. Perkunn gemacht worden sind.¹⁾ Es handelt sich um Riß- und Rostbildungen an 15 Bauwerken, zumeist über mehrere Öffnungen durchlaufende Balkenbrücken, davon eines 2, die meisten 4½—5½, einige 12 Jahre alt, z. T. unter Eisenbahngleisen liegend, z. T. nur zur Ueberführung von Wegen über die Eisenbahn dienend. Die sorgfältigen Untersuchungen erstreckten sich auf Rißbildung, Rißstärken und Rostbildungen. Die Ansichtsflächen wurden dabei, um die Rißbildung genauer verfolgen zu können, durch Sandstrahlgebläse gereinigt und es wurden die Risse vielfach durch Aufstemmen des Betons mit dem Meißel auf Tiefen von 10—100 mm weiter verfolgt. Es wurden an den Bauwerken, die noch nach den alten Vorschriften v. J. 1907 und ohne Berücksichtigung der Beton-Zugspannungen und ohne Anfangs- und Temperatur-Spannungen berechnet sind, durchweg Risse gefunden, die bei den Fahrbahnen und Säulen in der Mehrzahl quer zu den Hauptbewehrungseisen laufen, mit Vorliebe an den Bügelstellen, und mehr oder weniger durch den ganzen Querschnitt gehen. Wagrechte und schräge Risse zeigten sich seltener. An den Unterkanten fanden sich stellenweise auch Schalenrisse und Absprengungen als Folge des Anrostens der Eiseneinlagen. Die Risse nahmen nach dem Befunde an Zahl und Länge mit wachsendem Alter der Bauwerke zu. Sie traten im allgemeinen auch in Bauwerksteilen auf, in denen die berechneten Zugspannungen nur sehr klein waren. Der Verfasser schließt daraus, daß die Größe der rechnerisch nachgewiesenen Zugspannungen nicht allein maßgebend ist für das Auftreten, die Zahl und die Verbreitung der Risse. Von den Rißstellen ausgehend fanden sich bei allen untersuchten Bauwerken auch Rostbildungen an den Eiseneinlagen, die mit wachsendem Alter der Bauwerke, wachsender Verunreinigung der Luft, wachsender Rißstärke und mit abnehmendem Abstand der Eiseneinlagen von der Außenfläche des Betons zunahm. Der Einfluß der Luftbeschaffenheit schien nach dem Befunde größer zu sein als der des Alters.

In einer weiteren Veröffentlichung²⁾, die die Ergebnisse der Untersuchung noch einmal kurz zusammenfaßt, sucht Verfasser auch den Ursachen der Rißbildung nachzugehen und kommt zu dem Schluß, daß hier namentlich der Einfluß der Schwindspannungen mitspricht, die mindestens einen großen Teil des Betonwiderstandes gegen Zug aufzehren. Es müsse also vor Allem der Einfluß des Schwindens genauer festgelegt und berücksichtigt werden. Den schädlichen Einfluß des Schwindens durch entsprechende Verfahren bei der Zement- und Betonherstellung möglichst zu beseitigen, sei eine dankenswerte Aufgabe für die Zement- und Beton-Industrie.

Diese Betrachtungen werden dann noch fortgesetzt in einer Veröffentlichung³⁾ von Geh. Ob.-Brt. Labes im preuß. Minist. d. öffentl. Arbeiten, Eisenbahnabt., die zu neuen Versuchen anregen will, um den noch nicht genügend aufgeklärten Einfluß des Schwindens des Betons beim Austrocknen auf die Rißbildung in Eisenbetonbauten festzustellen. Solange die Frage nicht im günstigen Sinne geklärt sein wird, sei es für eine vorsorgliche Verwaltung geraten, für Neubau-Entwürfe der Eisenbahnverwaltung, die sich auf dauernd der Witterung ausgesetzte Bauwerke beziehen, „besonders gegenüber der Verwendung von Balkenträgern, größte Zurückhaltung und Vorsicht walten zu lassen“. Durch die Stelle, von der diese Warnung ausgeht, erhält diese natürlich besondere Bedeutung.

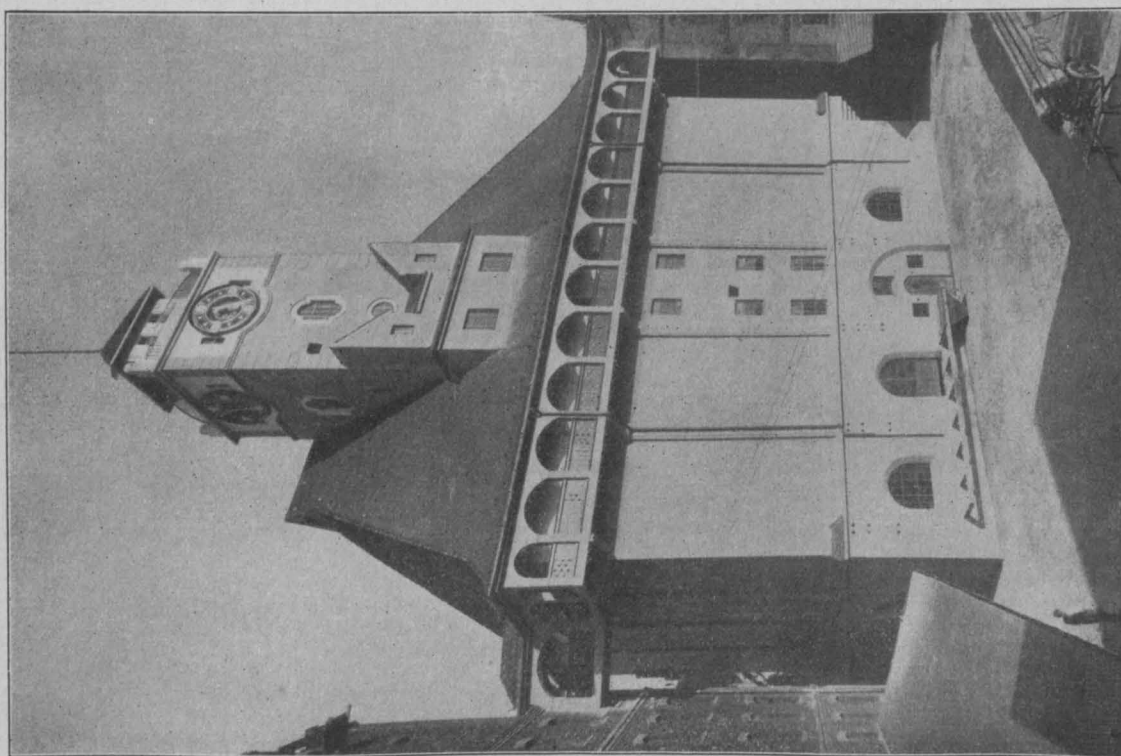
¹⁾ Vergl. Riß- und Rostbildung bei ausgeführten Eisenbeton-Brücken, von Rg.- u. Brt. Perkunn, Kattowitz, Ztschr. f. Bauwesen Jhg. 1915, S. 97 ff.

²⁾ Vergl. Zentrbl. d. Bauverwaltg. Jhg. 1916 Nr. 12, 13.

³⁾ Desgl. No. 14.

Die neuen preußischen Bestimmungen für Eisenbeton vom 13. 1. 1916, deren Fassung abgeschlossen worden ist, nachdem die oben angeführten Untersuchungen bereits

Gleisen, die von Hauptbahnlokomotiven befahren werden, werden außerdem zur Vermeidung von Rissen bestimmte Regeln gegeben (geringe Eisenspannung, Festsetzung einer



Getreidesilo der Firma Vereinigte Kunstmühlen Landshut, Aktien-Gesellschaft in Landshut.

Abbildung 1. Ansicht von der Hofseite.

Architekten und Bauausführung: Gebr. Rank in München; Maschinelle Einrichtungen: Mühlenbau-Anstalt und Maschinenfabrik vorm. Gebr. Seck in Dresden.

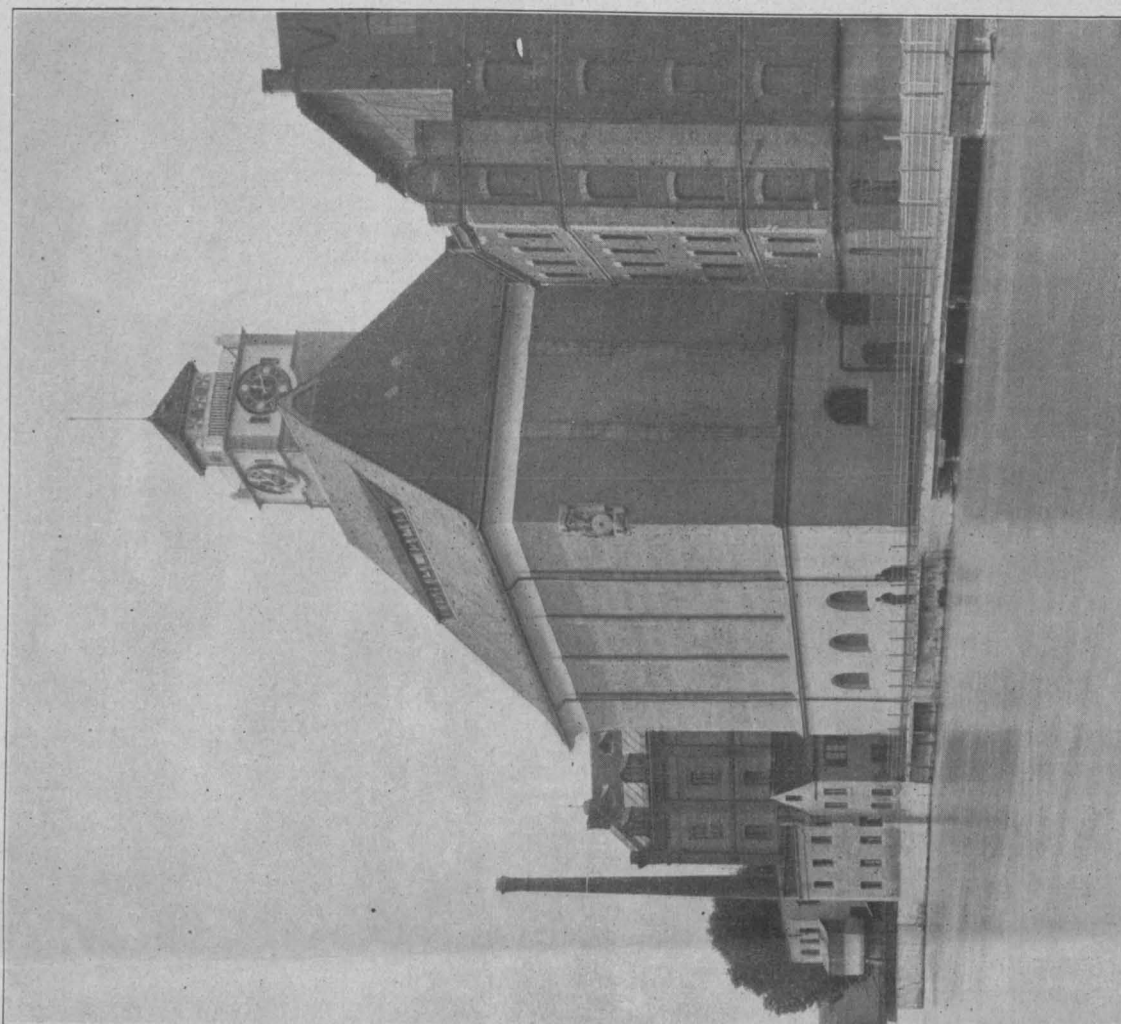
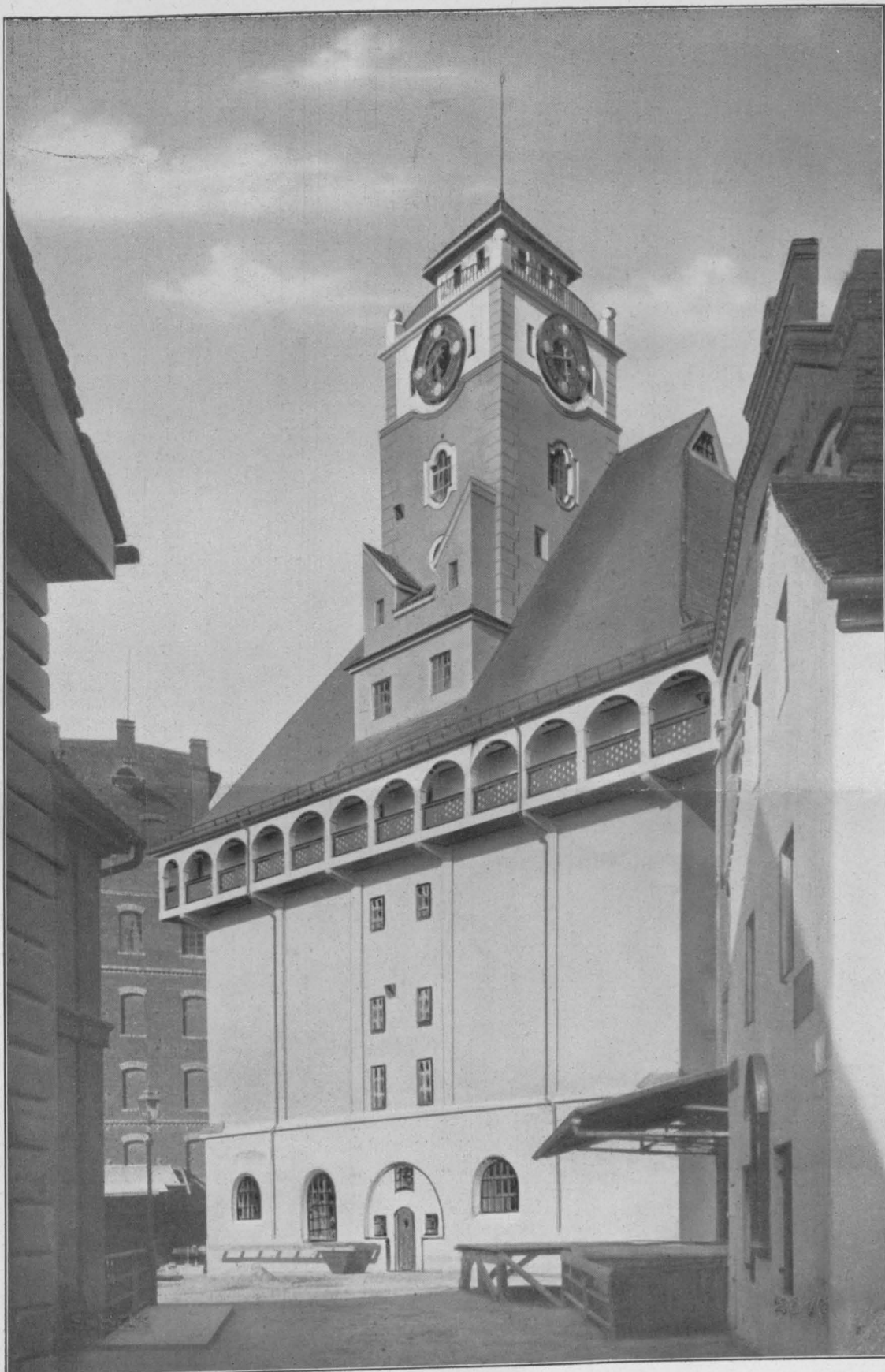


Abbildung 2. Ansicht von der Isar her.

Architekten und Bauausführung: Gebr. Rank in München; Maschinelle Einrichtungen: Mühlenbau-Anstalt und Maschinenfabrik vorm. Gebr. Seck in Dresden.

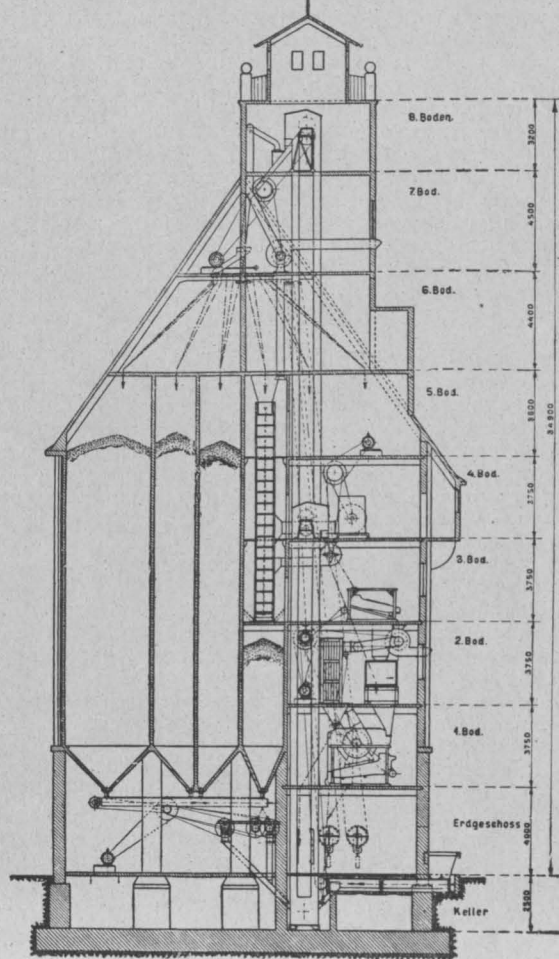
bekannt waren, suchen dem Einfluß des Schwindens dadurch gerecht zu werden, daß sie seine Wirkung einem Wärmeabfall um 15° Cel. gleich setzen. Bei Bauten unter

nicht zu überschreitenden rechnungsmäßigen Zugspannung im Beton und einer oberen Grenze des Bewehrungsverhältnisses). Auch für die Ausführung, den Schutz gegen

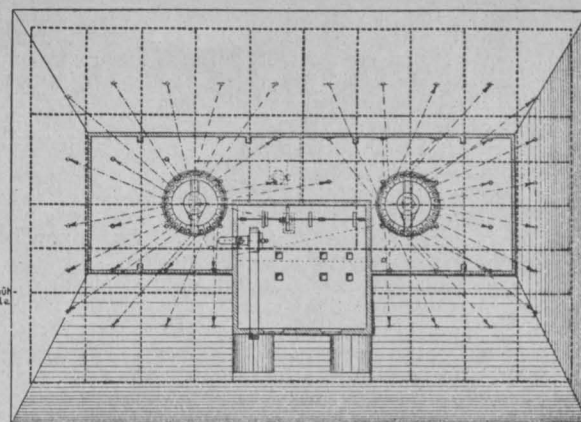


ETREIDE-SILO DER FA. VEREINIGTE KUNST-
 MÜHLEN LANDSHUT A.-G. IN LANDSHUT. *
 * ARCHITEKTEN UND BAUAUSFÜHRUNG *
 * * GEBRÜDER RANK IN MÜNCHEN. * *
 === DEUTSCHE BAUZEITUNG ===
 MITTEILUNGEN ÜBER ZEMENT, BETON-
 * * * * UND EISENBETONBAU * * * *
 * * * XIII. JAHRGANG 1916 * NO. 12. * * *

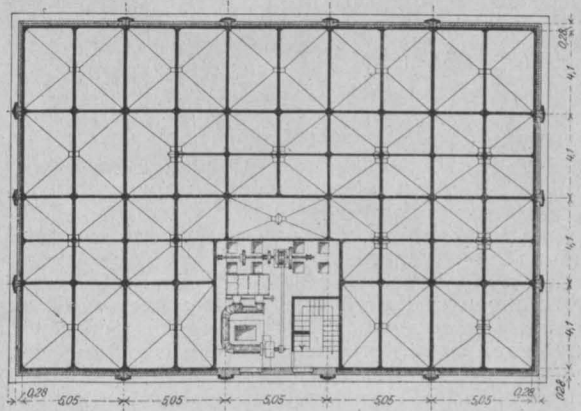
Querschnitt.



Grundriss 7. Boden.



Horizontalschnitt durch die Silozellen.



17. Juni 1916.

schwefelige Rauchgase werden Anleitungen gegeben. Die neuen Vorschriften folgen darin dem Beispiel der Bestimmungen, wie sie für Oesterreich und die Schweiz Geltung gefunden haben und auch dort bisher als ein ausreichender Schutz für die Verhütung schädlicher Rißbildungen betrachtet werden.

Wir überlassen es Berufenern diese schwierigen Fragen weiter zu verfolgen und nehmen an, daß namentlich aus dem Kreise der Eisenbeton-Industrie hierzu noch Stellung genommen wird. Es wird aber von Interesse sein, bei dieser Gelegenheit noch auf Erfahrungen zurückzukommen, wie sie von Eisenbahn-Verwaltungen an anderer Stelle über die Bewährung des Eisenbetons gewonnen worden sind. Hierzu bietet ein überaus schätzenswertes Material eine Denkschrift über „Zweckmäßigkeit und Wirtschaftlichkeit des Eisenbetons bei den Bauten der Eisenbahnen“, herausgegeben vom „Verein deutscher Eisenbahn-Verwaltungen“ nach den Beschlüssen der 21. Techniker-Versammlung in Teplitz-Schönau am 17.—19. Juni 1914. Der Bericht stützt sich auf Umfragen bei den zum Verein gehörenden Verwaltungen und ist nach dem Stande des Jahres 1912 zusammengestellt. Er gliedert sich in 4 Hauptabschnitte, welche die Bestimmungen über die Ausführungen von Eisenbetonbauten, Brücken und Unterbau, Oberbau, Eisenhochbau betreffen und sich wieder in 35 Einzelfragen teilen. Die wichtigsten Ergebnisse seien nachstehend auszugsweise mitgeteilt:

Geäußert haben sich zu den Fragen, allerdings nicht gleichmäßig zu allen, außer der preußischen Eisenbahn-Verwaltung selbst die Mehrzahl der Eisenbahn-Direktionen, das kgl. bayerische Ministerium für Verkehrs-Angelegenheiten, die Generaldirektionen der Reichseisenbahnen, sowie der sächsischen, württembergischen, oldenburgischen, Mecklenburg-Schweriner-Staatseisenbahnen, das k. u. k. Eisenbahn-Ministerium in Wien, die Direktion der kgl. ungarischen Staatseisenbahnen, eine Anzahl Verwaltungen österreichischer Privatbahnen, die General-Direktion der holländischen Eisenbahn-Gesellschaft und der niederländischen Staatseisenbahnen, zusammen 34 verschiedene Dienststellen.

Der erste Abschnitt, betreffend Bestimmungen über die Ausführung von Eisenbetonbauten, zerfällt in 5 Unterfragen, deren erste lautet: Bestehen besondere Vorschriften für die Vorbereitung, Ausführung und Prüfung von Eisenbetonbauten. Hierzu haben sich 12 Verwaltungen geäußert, die im allgemeinen amtliche oder von fachlichen Vereinigungen aufgestellte Bestimmungen, z. T. mit Abänderungen und Erweiterungen benutzen. Weiter gehende Anforderungen hat namentlich Württemberg gestellt, und bei einer Reihe preußischer Eisenbahn-Direktionen werden die schärferen vorläufigen Bestimmungen der Eisenbahn-Direktion Berlin v. J. 1906 angewendet. Während in Oesterreich vom Ministerium für öffentl. Arbeiten aufgestellte Vorschriften vom Jahre 1911 gelten, hat Ungarn besondere Vorschriften erlassen, die sich z. T. an die preußischen v. J. 1907 anlehnen. Die holländische Eisenbahn-Gesellschaft hat die „Deutschen Leitsätze“ (aufgestellt vom Verbands deutsch. Arch.- und Ing.-Vereine und dem „Deutschen Beton-Verein“) angenommen, die auch mit einigen Abänderungen in Bayern und Sachsen Anwendung gefunden haben. Die Reichseisenbahnen benutzen die preußischen Bestimmungen von 1907, Oldenburg bedient sich teils der „Leitsätze“, teils der Vorschriften der Eisenb.-Direktion Berlin. Also auch in Deutschland selbst bestand noch eine ziemliche Verschiedenheit, die hier durch die neuen Bestimmungen v. J. 1916 nun hoffentlich beseitigt werden.

Entsprechend dieser Verschiedenheit der angewendeten Bestimmungen ergibt natürlich die Beantwortung der zweiten Frage: Wie lauten die hauptsächlichsten Einzelbestimmungen?, wobei Betonmischungsverhältnisse und vorgeschriebene Druckfestigkeit des Betons, Art der Probekörper, Ausschulungsfristen, Probelastungen, die Frage der Berücksichtigung der Beton-Zugspannungen, Elastizitätsverhältnis $E_c:E_t$, Knickformel und zulässige Spannungen zu behandeln waren, ein noch mannigfaltigeres Bild. Es haben sich dazu 25 Verwaltungen geäußert, und wir müssen hier auf das Studium des Berichtes selbst verweisen. Diese Verschiedenheiten erschweren, wie in der Zusammenfassung der Äußerungen zu dieser Frage hervorgehoben wird, leider auch die Bewertung der Erfahrungsergebnisse der einzelnen Verwaltungen. Eine einheitlichere Gestaltung der Bestimmungen über die zulässigen Spannungen und die Berechnungs-Grundlagen bezeichnet daher der Bericht als besonders für Eisenbahnbrücken von Vorteil.

Die dritte Frage bezieht sich auf die Bewährung

der Vorschriften und etwaige Abänderungs-Absichten. Die 19 antwortenden Verwaltungen äußern sich dahin, daß sich die bisherigen Vorschriften im Allgemeinen bewährt haben, aber doch noch zu kurze Zeit in Geltung stehen, als daß die Erfahrungen schon sichere Schlüsse zuließen. Soweit Neubearbeitungen geplant sind, erstrecken sich diese nicht auf grundsätzliche Änderungen. Die inzwischen in Preußen angenommenen, vom „Deutschen Ausschuss für Eisenbeton“ i. J. 1915 abgeschlossenen neuen Bestimmungen bestätigen das zwar im Allgemeinen, zeigen aber doch in einer ganzen Reihe von Einzelbestimmungen recht einschneidende Abweichungen gegen diejenigen v. J. 1907.

Eine weitere Frage ist darauf gerichtet, ob es sich empfiehlt, die Beschaffung der Baustoffe durch die Verwaltung zu bewirken und welche Erfahrungen hierüber vorliegen? Hier stehen sich bei 31 Antworten zwei Ansichten gegenüber. Verwaltungen, die dem Unternehmer die Lieferung überlassen, haben bei entsprechender Ueberwachung damit gute Erfahrungen gemacht, andere, welche die Selbstbeschaffung empfehlen, weisen darauf hin, daß dadurch umst. eine bessere und billigere Beschaffung der Baustoffe möglich sei und daß dann die Gewähr für die Einhaltung richtiger Mischungsverhältnisse gegeben sei. Allerdings bestehe eine gewisse Schwierigkeit darin, daß der Unternehmer dann doch die Gewähr für die Güte des Bauwerkes leisten solle, daß er ferner die Verwaltungen bei etwaigen Lieferungsstockungen verantwortlich machen könne, und daß schließlich seine Erfahrungen nicht ausgenutzt würden. Der Bericht kommt daher zu dem Schluß, daß sich die Selbstbeschaffung der Baustoffe nur in den Fällen empfiehlt, in denen dadurch besondere Vorteile erzielt werden können, wobei aber Vorsorge zu treffen ist, daß der Unternehmer die Gewährleistung nicht ablehnen kann.

Die Frage nach dem Schutz gegen mangelhafte Ausführung durch die Unternehmer wird an 5. Stelle beantwortet und zwar ebenfalls durch 31 Verwaltungen. Alle stimmen darin überein, daß Eisenbeton-Arbeiten nur an zuverlässige, sachverständige Unternehmer übertragen werden sollen, eine Forderung, die auch der „Deutsche Beton-Verein“ stets mit Nachdruck vertreten hat. Als Schutz diene die Festsetzung ausreichender Gewährfristen und Sicherheitsleistungen, die Aufstellung genauer Bestimmungen über die Abnahme, insbesondere aber ständige, fachkundige Ueberwachung aller Einzelheiten des Bauvorgangs.

Die zweite Hauptgruppe, Brücken und Unterbau zerfällt in nicht weniger als 12 Unterfragen, von denen hier nur die wichtigsten Punkte herausgegriffen werden können.

Zu der Frage: Einfluß und Grenzen der Temperatur-Schwankungen auf Eisenbeton-Tragwerke, Ausdehnungsfugen, sowie Erfahrungen darüber haben sich 28 Verwaltungen geäußert. Die Erfahrungen sind meist noch gering, gehen aber dahin, daß die Temperatur-Schwankungen auf Eisenbetonbrücken doch einen wesentlichen Einfluß ausüben und sowohl im Entwurf, wie bei der Ausführung vor allem bei statisch unbestimmten Systemen berücksichtigt werden müssen. Ueber die bei der Berechnung zu machenden Annahmen gehen die Meinungen allerdings noch sehr auseinander; die niedrigste Annahme ist $\pm 10^\circ \text{C}$, die höchste — 25 bis $+ 45^\circ \text{C}$. Dem schädlichen Einfluß der Temperatur-Schwankungen, der sich durch Rißbildungen äußern kann, ist durch Ausdehnungsmöglichkeit zu begegnen, bei statisch bestimmten Brücken durch geeignete Ausbildung der Lager, bei längeren Bauwerken durch Ausdehnungsfugen an den Enden, bewegliche Lagerung auf den Zwischenstützen, bei Gewölben mit größeren Spannweiten durch lotrechte Fugen über den Kämpfern. Für die notwendige Entfernung der Ausdehnungsfugen schwanken die Annahmen zwischen 8 und 40 m. In der Schlussfolgerung des Berichtes wird ein Maß von 15–20 m, für Stützmauern von 10–20 m als zweckmäßig bezeichnet. Ueberdeckungshöhe, Bestrahlung usw. sind dabei zu berücksichtigen.

Ueber die Frage der Einwirkung von Rauchgasen auf Eisenbeton und Schutzmittel dagegen liegen 25 Antworten vor. Die Erfahrungen zeigen, daß ein gut ausgeführtes und erhärtetes, trockenes Eisenbeton-Bauwerk in freier Umgebung mit dichtem Zementputz i. d. R. nicht unter den Rauchgasen leidet. Wo die Bauten in schlechter, feuchter Luft stehen (Tunnel, Galerien usw.) empfiehlt sich eine Vergrößerung des Abstandes der Eiseneinlagen von der Oberfläche auf 2 cm. Ueber den Wert von Schutzanstrichen gehen die Meinungen noch sehr auseinander. Verwendet wurden u. a. Blei-

fluat, Goudron- bzw. Asphalt- oder Teeranstrich, Präolit, Inertol.

Noch geringer sind die Erfahrungen über den Einfluß saurehaltigen Wassers (Kohlen- und Humus-Säure, Meerwasser, verschiedene Bodenarten) und etwaige Schutzmittel dagegen. Von den 11 antwortenden Verwaltungen haben einige in einzelnen Fällen ungünstige Einflüsse beobachtet, andere dagegen nicht, doch ist Vorsicht in solchen Fällen geboten. Besondere Schutzmittel sind nur vereinzelt angewendet, die Erfahrungen reichen zu einer Beurteilung noch nicht aus.

Die nächsten Fragen beziehen sich auf die praktische Verwendung des Eisenbetons zu bestimmten Konstruktionen, wie Stütz- und Futtermauern, Uferschutzbauten, Schneeschutzanlagen, Pfahlgründungen, Tunnelbauten usw. Tunnelbauten in Eisenbeton sind bisher nur ganz vereinzelt ausgeführt (u. A. Feuerbach-Tunnel für Stuttgart), haben sich dort aber bisher bewährt. Dasselbe gilt von Schneeschutzanlagen. Ueber Uferschutzbauten konnte kein Urteil abgegeben werden, auch Stütz- und Futtermauern sind nur in bescheidener Zahl ausgeführt, „da die örtlichen Verhältnisse und die Kostenfrage meist zugunsten der Ausführung in Bruchstein oder Beton sprachen“. Als wirtschaftlich haben sich aber bei ungünstigen Bodenverhältnissen i. allg. niedrige Eisenbeton-Stützmauern erwiesen, weil bei diesen kostspielige Gründungen erspart werden können. Sie müssen aber mit Rücksicht auf die bei der geringen Stärke ihrer Abmessungen besonders große Frostgefahr sehr gut isoliert und entwässert werden.

Gründungen auf Eisenbeton-Pfählen sind vielfach und mit gutem Erfolg angewendet. Sie werden bei tiefliegendem oder stark schwankendem Grundwasser an Stelle von Holzpfählen empfohlen, und zwar fertig hergestellte, erst nach Erhärtung eingerammte Pfähle für hohe Beanspruchungen auf Biegung, Schub, Drehung bei stark wechselndem Grundwasserstand oder in stark fließendem Wasser. Wenn letztere Verhältnisse nicht vorliegen und auch keine schädlichen Einflüsse aus dem Boden zu erwarten sind, können namentlich bei unregelmäßiger Lagerung des Baugrundes auch die im Boden hergestellten Pfähle mit Vorteil verwendet werden.

Gute Erfahrungen liegen von zahlreichen Verwaltungen vor mit einbetonierten Walzträgern für Eisenbahn- und Straßen-Brücken mit Lichtweiten bis zu 13,5 m. Geringe Unterhaltungskosten, gute Schalldämpfung, einfache und billige Ausführung, Feuersicherheit, Möglichkeit der Durchführung der Bettung, daher ruhiges Befahren, leichte Ausführbarkeit von Gleisverschiebungen sind die Vorzüge, die ihnen nachgerühmt werden. Die sächsische Eisenbahn-Verwaltung vertritt jedoch den Standpunkt, daß bei Straßen-Brücken die reine Eisenbeton-Bauweise billiger sei. Gute wasserdichte Abdeckung und Entwässerung sind erforderlich. Bei Brücken größerer Stützweite sind durchgehende Fugen an den Widerlagern, bei größerer Breite auch Längsfugen erforderlich, damit nicht durch Wärmeschwankungen und verschiedene Durchbiegungen Risse entstehen. Im Allgemeinen ist ein unmittelbarer Einbau der Decke auf den Auflagern erwünscht, seitliche Herstellung und Einschiebung der Konstruktion aber leicht möglich und vielfach durchgeführt, wobei der Decke vor der Einschiebung 4 bis 5 Wochen Zeit zur Erhärtung zu lassen ist. Die Eisenbahn-Direktion Berlin gibt die Kosten solcher Ueberbauten für 1 qm fertiger Fahrbahtafel bei Spannweiten von 2—11 m mit 30,5—110 M. an.

Frage 12 betrifft die bisher angewendeten Spannweiten bei Platten, Plattenbalken, Gewölben aus Eisenbeton bei Eisenbahn-Brücken und ihre Wirtschaftlichkeit im Vergleich zu eisernen Tragwerken. Geäußert haben sich dazu 15 Verwaltungen. Platten sind meist nur in kleinen Spannweiten aber auch bis zu 7 m, Plattenbalken bis zu 11,7 m, gewölbte Brücken im Allgemeinen nur bis zu 30 m Spannweite ausgeführt. Die ungarischen Staatsbahnen weisen Bauwerke bis zu 60 m Spannweite auf. Die Spannweite von Eisenbeton-Eisenbahnbrücken sind also bisher nur klein im Vergleich zu eisernen Brücken. Die Antworten geben hinsichtlich der geringeren Unterhaltungskosten allgemein den Eisenbetonbauten den Vorzug, auch hinsichtlich der Herstellungskosten haben sich die Ausführungen gegenüber eisernen Brücken mit durchgeführtem Schotterbett im Allgemeinen als wirtschaftlich vorteilhaft ergeben. Die Zahl der Ausführungen und die Erfahrungsdauer reichen jedoch zu einem abschließenden Urteil noch nicht aus.

Die nächste Frage bezieht sich auf die Bauart bei

ausgeführten größeren Eisenbahnbrücken (Gewölbe, fachwerkartige Träger, bogenförmige mit angehängter Fahrbahn). Berichtet haben nur 5 Verwaltungen und diese haben ausschließlich bisher Gewölbe mit und ohne Gelenke gewählt, teils mit ausbetonierten Zwickeln, teils mit auf Querwänden oder Pfosten ruhender Fahrbahn. Spannweiten 20—30 m im Durchschnitt, im Höchstfall, wie schon oben erwähnt, 60 m (bei Viadukten auf der ungarischen Linie Fogaros-Brasso). Unter den deutschen Ausführungen ist die sehr flach gespannte Eisenbahnbrücke in Berlin-Wilmersdoef im Zuge der Ringbahn über die Prinz-Regenten-Straße⁴⁾ bemerkenswert mit 24,4 m Spannweite zwischen den Kämpfergelenken (30 m Lichtweite) und nur $\frac{1}{12}$ Pfeil und sehr geringer Bettungshöhe. Es wurde hier ein Dreigelenkbogen gewählt, bei dem die Temperatur-Spannungen fast ganz ausschneiden. Die 1907 ausgeführte Brücke hat sich bisher gut bewährt, Unterhaltungsarbeiten sind nicht entstanden. Ein abschließendes Urteil über die Frage der Bewährung und der Wirtschaftlichkeit kann mangels ausreichender Erfahrungen über die Kosten der Erhaltung und die Lebensdauer noch nicht abgegeben werden.

Eine weitere Frage aus dem konstruktiven Gebiet betrifft den Ersatz der Auflagersteine eiserner Brücken durch Beton- oder Eisenbetonkörper, die Gründe dafür, und den Erfolg. Ausführungen dieser Art sowohl als Ersatz schadhafter Quader als bei Neubauten liegen mehrfach vor, sowohl in Form von Beton- und Eisenbetonquadern, die bei schwer beschaffbaren natürlichen Quadern oft den Vorzug der Billigkeit haben und leicht in großen Abmessungen hergestellt werden können, wie in Form von an Ort und Stelle hergestellten durchlaufenden Auflagerkörpern. Namentlich bei größeren Brücken bieten solche durchlaufenden Auflagerkörper mit Eiseineinlagen den Vorzug gleichmäßiger Verteilung der Last auf das Pfeilermauerwerk und den Baugrund. Namentlich in Bergwerksgegenden werden solche Körper vorteilhaft, die auch leichter herstellbar sind als größere Auflagerquader, bei denen das Versetzen oft Schwierigkeit bietet. Fertige Quader haben dagegen den für einzelne Fälle wichtigen Vorteil der Möglichkeit früherer Inbetriebnahme der Bauwerke. Nur in Bayern sind stellenweise mit Kunststeinquadern schlechte Erfahrungen gemacht worden.

Von besonderer Wichtigkeit sind schließlich die drei letzten Fragen dieses zweiten Hauptabschnittes, die sich beziehen auf die Erfahrungen bezüglich der Entstehung von Zug- und Schwindrissen und die Mittel gegen weitere Zerstörungen; ferner auf die Zweckmäßigkeit von Eisenbeton- Tragwerken für Eisenbahnbrücken wegen der Schwierigkeit nachträglicher Verstärkungen und auf die Unterhaltungskosten von Eisenbeton-Tragwerken im Vergleich mit reinen Eisenbauwerken.

Die letzte Frage ist zum Teil schon in früheren Antworten angeschnitten worden. Von den 14 antwortenden Verwaltungen sprechen sich sämtliche zugunsten der Eisenbeton- Tragwerke aus; das gilt besonders von der österreich. Südbahn, deren 1889/90 ausgeführte Eisenbetonbauten bisher noch keine nennenswerten Unterhaltungskosten erfordert haben. Nicht ganz so günstig sind die Erfahrungen der Reichseisenbahnen, wo mehrfach Erhaltungsarbeiten an durch schweifige Gase der Kohle angegriffenen Bauwerken nötig wurden. Gegenüber Eisen-Brücken waren aber auch hier die Aufwendungen gering. Zu einem völlig abschließenden Urteil reichen die Angaben jedoch noch nicht aus.

Die Frage der Verstärkungsmöglichkeit von Eisenbeton-Tragwerken wird von 14 Verwaltungen dahin beantwortet, daß Erfahrungen über nachträgliche Verstärkungen dort noch nicht vorliegen. Sie wird für sehr schwierig, wenn nicht unmöglich gehalten, aber trotzdem sprechen sich aus diesem Grunde nur wenige Verwaltungen gegen die Zweckmäßigkeit der Anwendung von Eisenbeton-Tragwerken im Eisenbahnbau aus, die meisten dafür, wobei aber eine Berücksichtigung einer späteren Steigerung der Verkehrslasten schon im Entwurf gefordert wird. Am ausführlichsten äußern sich dazu die württemberg. Generaldirektion und die österreich. Südbahn. Beide sind der Ansicht, daß mit Rücksicht auf das hohe Eigengewicht und das durchgehende Schotterbett das Anwachsen der Verkehrslast nur eine geringe Steigerung der Spannungen zur Folge haben kann, die durch den Beton im höheren Alter unbedenklich aufgenommen werden können. Die Südbahn-Gesellschaft weist darauf hin, daß eiserne Ueberbauten i. d. R. auch eine weiter gehende Verstärkung als um 25—30% nicht zulassen, während bei Ueberschreitung dieses Maßes sich Neubau empfiehlt. —

(Schluß folgt.)

⁴⁾ Vergl. „Mitteilungen“ Jhg. 1908 S. 42 ff.

Literatur.

Studien über strebenlose Raumbauwerke und verwandte Gebilde von Dr.-Ing. Henri Marcus; VI und 93 Seiten mit 48 Textabbildungen. Berlin 1914. Verlag von Julius Springer; Preis geh. 5,60 M.

Es ist bekannt, daß bei einer Anzahl von Raumbauwerken die Stabkräfte durch die steife Verbindung der Stäbe an den Knotenpunkten so wesentlich beeinflusst werden, daß die übliche Annahme reibungsloser Gelenke an den Knotenpunkten kein zutreffendes Bild über die wahre Verteilung der inneren Kräfte liefern kann. Es ist besonders bei vierteiligen Schwedler-Kuppeln mehrfach nachgewiesen worden, daß durch einseitige und isolierte Lasten längst eine Zerstörung derartiger Bauwerke hätte eintreten müssen, wenn nicht die Steifigkeit des Schlußringes und der übrigen Verbindungen eine Verteilung solcher Einzelbelastungen bewirken würde. Der Verfasser des vorliegenden Buches vertritt die Ansicht, daß es zweckmäßig ist, bei derartigen Kuppeln und verwandten Gebilden den Einfluß der biegefesten Verbindungen der einzelnen Stäbe in den Vordergrund zu rücken, dabei aber alle Stäbe fortzulassen, die keinen wesentlichen Einfluß auf die weitere Verteilung der Kräfte ausüben. Die Hauptstäbe von Kuppeln sind die Rippen und Ringe; die Diagonalen haben daneben geringere Bedeutung; sie können fortgelassen werden und man erhält so ein strebenloses Raumbauwerk. Unter den verschiedenen Möglichkeiten, aus Rippen und Ringen räumliche Systeme herzustellen, wählt der Verfasser solche aus, die ihm für die Berechnung und Ausführung am bewährtesten erscheinen, und er untersucht in stufenweisem Vorgehen zunächst Kuppeln, die aus biegefesten Rippen allein bestehen, einen starren Schlußring haben und gelenkig gelagert sind und zwar wird eine räumliche Stützung — nach drei Richtungen — unterschieden und eine ebene, bei welcher die Rippen auf beweglichen Lagern ruhen, die entweder in der Richtung der Rippen — radial — oder senkrecht dazu angeordnet sind. Dann geht der Verfasser zu solchen Raumbauwerken über, bei denen die Rippen durch starre Zwischenböden abgesteift sind, bei denen die Formänderung der Ringe also vernachlässigt werden kann. Die Verbindung dieser Böden mit den Rippen wird so vorausgesetzt, daß entweder nur radiale Kräfte übertragen werden können, oder es sind Gelenke vorhanden, sodaß radiale und tangential Kräfte zur Wirkung kommen. Durch Einführung von Ersatzgruppen für die Unbekannten, die gewissen Bedingungen unterworfen werden, gelingt es dem Verfasser, die Berechnung dieser schon hochgradig statisch unbestimmten Fachwerke übersichtlich zu gestalten und den Umfang auf ein erträgliches Maß herabzusetzen.

In einem weiteren Abschnitt werden Kuppeln untersucht, deren Rippen durch elastische Zwischenringe abgesteift sind und zwar zunächst in solcher Anordnung, daß die Zwischenringe je eine Gelenkkette bilden, die von den Rippen nur radiale Kräfte übernimmt — die Spannungen der einzelnen Glieder eines Ringes müssen dann immer denselben Wert behalten —, hernach aber in der andern Anordnung, daß die Ringstäbe gelenkig mit den Rippen selbst verbunden sind; die Ringspannung ändert sich dann i. A. von Fach zu Fach. — Da die Formänderungen des Schlußringes im Vorangehenden vernachlässigt wurden, so untersucht der Verfasser im letzten Abschnitt den Einfluß der Nachgiebigkeit dieses wichtigen Kuppelteiles, indem er mit den für den starren Schlußring ermittelten Kräften die Formänderungen des Schlußringes bestimmt und hierauf dem Einfluß dieser Formänderungen auf das übrige Spannungsbild nachgeht. Dieser Vorgang führt beim Schlußring zu ungünstigeren Spannungen und Formänderungen, als sie in Wirklichkeit eintreten können, andererseits hat die größere Nachgiebigkeit des Schlußringes einen ungünstigeren Einfluß auf die übrigen Kuppelteile; die Rechnung bewegt sich also nach der sicheren Seite hin.

Der Verfasser, dem man schon eine Anzahl wertvoller Arbeiten auf wenig beachteten Gebieten verdankt, nennt die vorliegenden Untersuchungen Studien; sie sind nur so weit geführt, bis der Weg klargelegt ist, auf dem man die Rechnung vornehmen kann; weitere Ausführungen sind dagegen unterlassen. Sind schon bei einem ebenen Vierecksfachwerk die Rechnungen sehr verwickelt, so steigen sie beim räumlichen strebenlosen Fachwerk natürlich in viel höherem Maße; es ist daher selbstverständlich, daß es sich hier um sehr schwierige Untersuchungen handelt. Das Buch wird allen Fachgenossen, die mit solchen Aufgaben zu tun haben, oder sich damit beschäftigen wollen, sehr willkommen sein und kann zur Anschaffung bestens empfohlen werden. —

Kapsch.

Grundlagen zur Berechnung von Stützrahmen mit besonderer Rücksicht auf Eisenbeton von Dr. Ing. Richard Rossin. IV und 104 Seiten mit 54 Textfiguren. Berlin 1914. Verlag von Julius Springer. Preis geh. M. 3,60. —

Das vorliegende Buch enthält eigentlich mehr, als man nach dem Titel vermuten dürfte. Es handelt sich hier nicht um die Ableitung von fertigen, leicht verwendbaren Formeln zur Berechnung häufig wiederkehrender Formen von statisch unbestimmten Gebilden, die aus steifen und biegefest miteinander verbundenen Stäben zusammengesetzt sind, sondern um allgemeine Untersuchungen über die Berechnung von Bogenträgern und Rahmen mit und ohne Gelenke, von durchlaufenden Balken und Bogen und auch — allerdings nur noch nebenbei behandelt — von Stockwerkrahmen allgemeiner Form bei beliebigen Querschnittsverhältnissen. Der Verfasser geht dabei seine eigenen Wege; die statisch nicht bestimmten Größen werden auf Grund der wirklichen Formänderungen im Wege rein geometrischer Betrachtungen hergeleitet; die Formänderungsgrößen werden aus charakteristischen Teilwerten zusammengesetzt, für die der Verfasser besondere Buchstaben einführt. Bei den Bogenträgern nimmt er die Isolierung der Unbekannten nicht in der von Krohn zuerst angewandten Art vor, bei der die Ermittlung jeder der drei Unbekannten von einander getrennt erfolgen kann; er trennt nur die beiden Einspann-Momente vom Horizontalschub, läßt aber die Momente von einander abhängig sein, was bei der Berechnung der durchlaufenden Bogen Vorteile bietet. — Die S. 27 gezeigte einfache Herleitung der Einflußlinie für H dürfte zuerst von Prof. Zschische — Ztschrft. d. V. D. I. 1895, S. 1106 — veröffentlicht sein.

Die Untersuchungen für den durchlaufenden Balken werden zunächst für beliebige Querschnittsverhältnisse durchgeführt, dann werden aber zur Berücksichtigung des Einflusses der Vouten gewisse besondere Annahmen — Trägheitsmoment über den Stützen auf eine kurze Strecke unendlich groß, im übrigen Teil gleichbleibend — gemacht, bei denen die Rechnung ganz einfach wird; das übrige naheliegende Ergebnis ist, daß durch die Vouten die Stützenmomente größer (Starrheit der Einspannung), die Momente in der Mitte aber kleiner werden. Der Verfasser erwähnt (S. 44), daß „bereits“ Fontviola 1885 auf die charakteristischen Punkte beim kontinuierl. Träger hinwies, die er als Fixpunkte bezeichnete. Die Priorität in dieser Sache gebührt jedoch nicht diesem französischen Ingenieur, denn Culmann und Mohr waren 1866–68 die Ersten, die die Bedeutung dieser Punkte erkannt haben. Die Beziehungen zwischen diesen Punkten leitet der Verfasser auf eigenen Wegen analytisch ab; es bedarf bei der Abbildung auf S. 47 übrigens nur mehr der Teilung der Strecke $\frac{F_{(n-1)}}{F_n}$ im Verhältnis $f_n : f_{(n-1)}$, um zu der von W. Ritter für durchlaufende Träger mit veränderlichem Trägheitsmoment angegebenen Konstruktion zu kommen.

Bei der Berechnung der durchlaufenden Bogenträger geht der Verfasser so vor, daß er von beiden Seiten beginnend gewisse Hilfswerte und Drehpunkte für die elastische Nachgiebigkeit der Endpunkte immer im Zusammenhang mit den vorhergehenden Öffnungen schrittweise bestimmt; die Untersuchung für ein belastetes Feld kann dann wie für einen elastisch eingespannten Bogen — der früher behandelt ist — geführt werden; die Momente in den anschließenden unbelasteten Feldern werden mit Hilfe der vorher ermittelten Festwerte bestimmt. Durch Ueber-einanderlagerung der Werte für die Belastung der einzelnen Öffnungen kann man dann die Gesamtmomente für die Gesamtbelastung aller Öffnungen erhalten. Die Auflösung füngliedriger Gleichungssysteme ist dabei geschickt umgangen, weil man für jedes Feld die Gleichungen für den Horizontalschub und die Momente gesondert lösen kann.

Bei der Ermittlung der Teilwerte einzelner Formänderungsgrößen arbeitet der Verfasser mit einer eigenen etwas ungewohnten Buchstabenbezeichnung, die recht umfangreich wird; vielleicht ist der Verfasser in dem Streben nach Uebersichtlichkeit hier etwas zu weit gegangen; leider darf auch nicht unerwähnt bleiben, daß das Buch sehr viele Druckfehler enthält, die störend wirken und durch welche die Formeln oft verstümmelt erscheinen; im Uebrigen sind die Ausführungen des Verfassers dem mit der Berechnung statisch unbestimmter Systeme vertrauten Ingenieur manche Anregungen zu bieten imstande. —

Kapsch.

Inhalt: Getreidesilo der Firma Vereinigte Kunstmühlen Landshut, A.-G. in Landshut. — Der Eisenbeton im Eisenbahnbau. — Literatur. —

Bildbeilage: Getreidesilo der Firma Vereinigte Kunstmühlen Landshut, Akt.-Ges. in Landshut.

Verlag der Deutschen Bauzeitung, G. m. b. H., in Berlin.
Für die Redaktion verantwortlich: Fritz Eiselen in Berlin.
Buchdruckerei Gustav Schenck Nachflg. P. M. Weber in Berlin.